



СТРОИТЕЛЬ ДОНБАССА

НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ

№ 2 ИЮНЬ 2018



НАШИ ПАРТНЕРЫ:



Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства ДНР



Министерство образования
и науки ДНР

ПОЛИГОН ИСПЫТАНИЙ ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ И БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

**ПОЛИГОН ПРЕДНАЗНАЧЕН
ДЛЯ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ
ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ,
БАШЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ
И СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.**

РАЗМЕЩЕНИЕ

Полигон размещен на территории Донбасской национальной академии строительства и архитектуры.

ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

Силовой пол имеет размеры в плане 24×24 метра и два расширения по 8 метров вдоль оси башни.

Испытываемая конструкция крепится к силовому полу через специальные распределительные балки, которые рассчитаны на опорные реакции ± 2500 кН.

Силовые башни. Полигон оборудован силовыми башнями высотой 55 (нормальный режим) и 62 метра (аварийный режим), которые обеспечивают нужное направление тяговых тросов в трех направлениях. Ширина башни аварийного режима 40 метров.

Тяговые элементы. В качестве тяговых элементов используются 40 полиспастов грузоподъемностью 25 тонн, нагружаемых ручными лебедками.

Измерение и контроль нагрузок. Управление испытаниями осуществляется автоматизированной системой на базе ЭВМ.

Дополнительные данные. В состав Полигона входит универсальный испытательный зал с силовым полом 8×24 м, предназначенный для испытаний отдельных строительных и специальных конструкций из металла, железобетона и древесины, и их фрагментов. Для механических испытаний используется прессы и разрывные машины усилием от 5 до 10000 кН.

Научный руководитель Полигона:

д.т.н., профессор,

Горохов Евгений Васильевич.

Начальник Полигона:

к.т.н., профессор

Васылев Владимир Николаевич.

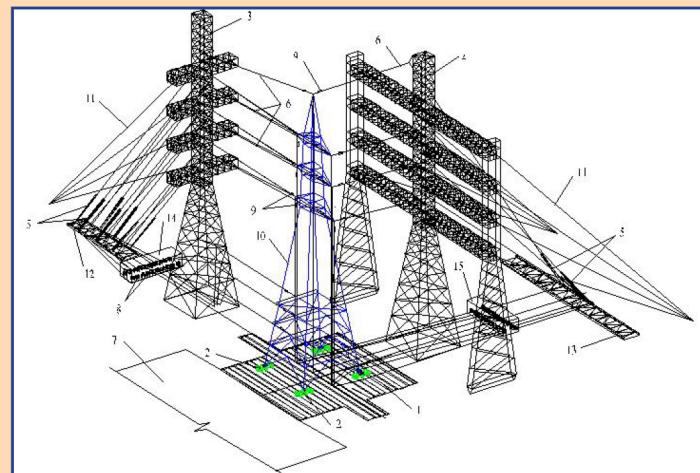


Схема Полигона: 1 – силовой пол; 2 – опорные силовые балки; 3, 4 – силовые башни нормального и аварийного режима; 5 – полиспасты; 6 – натяжные тросы; 7 – сборочная площадка; 8 – ручные лебедки; 9 – электрические динамометры; 10 – испытываемая опора; 11 – оттяжки силовых башен; 12, 13 – силовые фермы нормального и аварийного режима; 14 – силовые площадка нормального и аварийного режима



E-mail: mailbox@donna.su

Телефон: +38(050) 368 25 26,
+38(071) 416 65 61

ISSN 2617-1848

Научно-практический журнал
**СТРОИТЕЛЬ
ДОНБАССА**

Издаётся с ноября 2017 г.

№ 2 (3),
2018 г.

РЕДАКЦИЯ

Главный редактор	Е. В. ГОРОХОВ, д-р техн. наук, проф.
Зам. главного редактора	Н.М. ЗАЙЧЕНКО, д-р техн. наук, проф.
Выпускающий редактор	Н.Х. ДМИТРИЕВА

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

НАУМЕЦ Сергей Сергеевич – Министр строительства и жилищно-коммунального хозяйства ДНР
МУЩАНОВ Владимир Филиппович – проректор по научной работе, зав. кафедрой «Теоретическая и прикладная механика» ГОУ ВПО ДонНАСА, д-р техн. наук, проф.
ЛОБОВ Михаил Иванович – зав. кафедрой «Инженерная геодезия» ГОУ ВПО ДонНАСА, д-р техн. наук, проф.
ЛЕВЧЕНКО Виктор Николаевич – профессор кафедры «Железобетонные конструкции» ГОУ ВПО ДонНАСА, канд. техн. наук, проф.
ЛЕВИН Виктор Матвеевич – зав. кафедрой «Железобетонные конструкции» ГОУ ВПО ДонНАСА, д-р техн. наук, проф.
НАЗИМ Ярослав Викторович – проректор, зав. кафедрой «Специализированные информационные технологии и системы» ГОУ ВПО ДонНАСА, канд. техн. наук, доцент
ПЕТРАКОВ Александр Александрович – зав. кафедрой «Основания, фундаменты и подземные сооружения» ГОУ ВПО ДонНАСА, д-р техн. наук, проф.

УЧРЕДИТЕЛЬ И ИЗДАТЕЛЬ ЖУРНАЛА

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» Министерства образования и науки Донецкой Народной Республики при поддержке Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Донецкой Народной Республики

АДРЕС РЕДАКЦИИ

86123, Донецкая Народная Республика,
г. Макеевка, ул. Державина, 2, ДонНАСА;
Электронная почта: mailbox@donnasa.ru; journals@donnasa.ru

ООО «Издательско-полиграфическое предприятие «Проминь»
83059, г. Донецк, пр. Ильича, 109а.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

Агеев В.Г. – НИИГД «Респиратор»
Бенаи Х.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Большаков А.Г. – ИрНИТУ, РФ
Братчун В.И. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Брюханов А.М. – Госгортехнадзор ДНР
Бумага А.Д. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Высоцкий С.П. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Гайворонский Е.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Горожанкин С.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Горохов Е.В. – МОН ДНР
Дорофиенко В.В. – ГОУ ВПО «ДонАУиГС при Главе ДНР»
Долженков А.Ф. – ГУ МакНИИ ДНР
Дрозд Г.Я. – ГОУ ВПО ЛНР «ЛНУ им. Даля»
Ефремов А.Н. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Зайченко Н.М. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Иванов М.Ф. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Куликов Н.И. – ЮРГПУ (НПИ), РФ
Левин В.М. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Левченко В.Н. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Лобов И.М. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Лобов М.И. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Лукьянов А.В. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Мамаев В.В. – НИИГД «Респиратор»
Муксинов Р.М. – КРСУ, Кыргызстан
Мущанов В.Ф. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Нагаева З.С. – КФУ, РФ
Назим Я.В. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Найманов А.Я. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Насонкина Н.Г. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Наумец С.С. – МИНСТРОЙ ДНР
Нездойминов В.И. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Нечепаев В.Г. – ГОУ ВПО «ДонНТУ»
Олексюк А.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Пашковский П.С. – НИИГД «Респиратор»
Пенчук В.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Петраков А.А. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Пономаренко Е.В. – СамГТУ, РФ
Радионов Т.В. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Севка В.Г. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Семченков Л.В. – МИНСТРОЙ ДНР
Сердюк А.И. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Тищенко В.П. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Шаленный В.Т. – КФУ, РФ
Шолух Н.В. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»
Югов А.М. – ГОУ ВПО «ДонНАСА»

СОДЕРЖАНИЕ

НОВОСТИ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ДОНБАССА.....4

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

В.И. Корсун, А.В. Недорезов

Влияние прочности тяжелого бетона на его деформативные свойства при сложных режимах нагружения в условиях одноосного и трехосного сжатия 9

К.В. Талантова

Определение коэффициентов надежности по сталифибробетону 17

РЕКОНСТРУКЦИЯ, УСИЛЕНИЕ, ВОССТАНОВЛЕНИЕ, ЭКСПЛУАТАЦИЯ

В.Ф. Мущанов, А.Н. Миронов, А.М. Алексин,

Е.А. Дмитренко, А.С. Волков

Повреждаемость балочных мостовых сооружений, эксплуатируемых на автомобильных дорогах Донбасса 22

В.В. Губанов, А.Н. Миронов, С.С. Наумец,

Я.А. Зикий, А.В. Пчеленко

Действительная работа стен крупноблочного жилого здания при наличии подработок 33

В.М. Левин, В.Н. Гулейчук, А.С. Волков,

Е.А. Дмитренко, А.В. Недорезов, С.Н. Маштальер,

С.В. Шабельник

Состояние строительных конструкций железобетонного башенного копра клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина (г. Макеевка) после длительной эксплуатации 42

В.М. Левин, В.Н. Гулейчук, Е.А. Дмитренко,

А.С. Волков, А.В. Недорезов, С.Н. Маштальер,

С.В. Шабельник

Численный анализ несущей способности и эксплуатационной пригодности строительных конструкций башенного копра в составе водоотливного комплекса 47

ИНФОРМАЦИЯ

Е.В. Горохов, В.М. Левин, В.Н. Левченко,

И.В. Роменский

Кафедра строительных конструкций – к 70-летнему юбилею начала подготовки инженеров-строителей в Донбассе 56

SUMMARY

DESIGN

V.I. Korsun, A.V.Nedorezov. The influence of normal weight concrete durability on its stress-related properties according to complex conditions of loading within the conditions of one-axle and triaxial compression

The results of experimental studies of the influence of the strength of heavy concrete classes C20 / 25, C40 / 50, C70 / 80 on its deformation properties under conditions of triaxial compression are provided. The methodology of experimental research is presented. The results of tests of concrete specimens under the complex loading programs are presented. Diagrams of relative volume deformations of shear compaction and decompaction limiting values of deformation characteristics for various classes of concrete are obtained. The determining effect of shear strains on the dilatation effects on the structure of the concrete was confirmed.

K.V. Talantova Determination of reliability factor on steel fiber concrete

It is known that in order to ensure the operational reliability of building structures, the coefficients of reliability for loads and materials are taken into account in the calculations. Reliability factors for loads are determined by operating conditions. Coefficients of reliability by materials - by the type of material selected.

Proceeding from the fact that the material is not reinforced concrete, and the connection of steel reinforcement and concrete is realized in reinforced concrete structures, where concrete and reinforcement work, as a rule, preserving their characteristics, the reliability coefficients for materials in the design of reinforced concrete structures are taken as for concrete and reinforcement. At the same time, when the concrete is saturated, as a rule, with fine-rained, steel fiber-fibers, the construction composite material – steel-fiber-concrete is obtained. At the same time, in Russian regulations on steel-fiber-concrete structures and the first and aktualized editions, the reliability coefficients for concrete and steel fibers are similar to those for reinforced concrete structures. However, the composite - steel-fiber-concrete has physical and mechanical properties, which are fundamentally different from the properties of both concrete and fiber. The lack of reliability coefficients for the material and in the norms and in the works of scientists served as the basis for carrying out a complex of experimental and theoretical studies, as a result of which the reliability coefficients for steel-fiber-reinforced concrete were obtained.

RECONSTRUCTION, STRENGTHENING, RE-BUILDING, OPERATION

V.F. Muschanov, A.N. Mironov, A.M. Alekhin, E.A. Dmitrenko, A.V. Volkov Damage of beam and bridge work construction operating on Donbas automobile raads

The evaluation of damage in girder bridge structures for Donbass highways is dealt with in the paper. The bridge

S U M M A R Y

structures have been damaged due to long service life or warfare. The damage badly influences their serviceability under moving vehicles and reduces loading capacity of superstructures and piers, rigidity of main girders, traffic safety. Investigation results may be used for determining remaining service life and developing arrangements for further usage of bridge structures.

V.V. Gubanov, A.N. Mironov, S.S. Naumets, Ya.A. Zikii, A.V. Pchelenko **Real behaviour of prefabricated large block walls I in the presence of underworking**

The results of numerical studies of a masonry building from blocks given presence of undermining are outlined in the paper. Peculiarities concerning structural model developing are discussed in details. The evaluation of main parameters influencing the structural behavior has been carried out. During research the stress state of blocks and joints between blocks was determined. The criteria for crack propagation are received and cracking due to tensile stresses has been checked under different levels of underworking. The quantitative and qualitative characteristics of cracking are obtained..

V.M. Levin, V.N. Guleichuk, A.C. Volkov, E.A. Dmitrenko, A.V. Nedorezov, S.N. Mashtaler, S.V. Shabelnik **Building construction condition of reinforced concrete tower type drop hammer of cage shaft 4 of V.I. Lenin mine (Makeyevka) after long term usage**

The results of a technical survey of building structures of tower coper № 4 of the Sh. V.I. Lenin in Makeevka. The analysis of constructive solutions of the structure, as well as the conditions of its operation for the last 59 years and the planned regime as part of a water drainage complex with submersible pumps, has been performed. The most dangerous defects and damages of the main load-bearing structures are described, as well as the main reasons for their appearance. The results of determining the strength of concrete in structures, as well as general conclusions from the survey results are presented.

V.M. Levin, V.N. Guleichuk, E.A. Dmitrenko, A.C. Volkov, A.V. Nedorezov, S.N. Mashtaler, S.V. Shabelnik **Numerical analysis of load carrying ability and operating suitability of building construction of tower type drop hammer being a part of water removing complex**

The issues under consideration of an estimation of carrying capacity and operational fitness of mining tower-type headgear at work as a part of a water-drainage complex are considered in this article. The features of load accounting considering the change in functional purpose are given. The results of calculation of the load-carrying capacity and deformations of reinforced concrete of slabs, supporting beams of the engine room and bearing walls, taking into account the actual state of the structures and the actual characteristics of the materials are presented in this paper.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

NEWS OF THE BUILDING COMPLEX 4

DESIGN

V.I. Korsun, A.V. Nedorezov

The influence of heavy normal concrete durability on its stress-related properties according to complex conditions of loading within the conditions of one-axle and triaxial compression 9

K.V. Talantova

Determination of reliability factor on steel fiber concrete 17

RECONSTRUCTION, STRENGTHENING, RE-BUILDING, OPERATION

V.F. Muschanov, A.N. Mironov, A.M. Alekhin,

E.A. Dmitrenko, A.V. Volkov

Damage of beam and bridge work construction operating on Donbas automobile raads 22

V.V. Gubanov, A.N. Mironov, S.S. Naumets,

Ya.A. Zikii, A.V. Pchelenko

Real behaviour of prefabricated large block walls I in the presence of underworking 33

V.M. Levin, V.N. Guleichuk, A.C. Volkov, E.A. Dmitrenko, A.V. Nedorezov, S.N. Mashtaler, S.V. Shabelnik

Building construction condition of reinforced concrete tower type drop hammer of cage shaft 4 of V.I. Lenin mine (Makeyevka) after long term usage 42

V.M. Levin, V.N. Guleichuk, E.A. Dmitrenko, A.C. Volkov, A.V. Nedorezov, S.N. Mashtaler, S.V. Shabelnik

Numerical analysis of load carrying ability and operating suitability of building construction of tower type drop hammer being a part of water removing complex 47

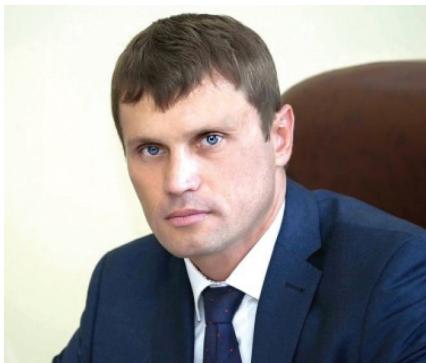
INFORMATION

E.V. Gorokhov, V.M. Levin,

V.N. Levchenko, I.V. Romenskii

Building construction department has begun the training of civil engineers in Donbas to its 70 th anniversary 56

ГРАДОСТРОИТЕЛЬНАЯ ПОЛИТИКА ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ: НОВЫЕ ВОЗМОЖНОСТИ И ПЕРСПЕКТИВЫ



Министр строительства
и жилищно-коммунального
хозяйства ДНР
Сергей НАУМЕЦ

Аннотация. Обозначены перспективы инновационного развития и нового формата градостроительной политики Донецкой Народной Республики

В условиях становления государственности и определения новых векторов развития Донецкой Народной Республики институт территориального планирования становится одним из базовых, поскольку замыкает на себя вопросы планирования и рациональной организации территорий, восстановления и дальнейшего использования районов, пострадавших или попавших в зону боевых действий. Система градостроительства в нашей молодой республике включает в себя две взаимоувязанные сферы деятельности: материальную, объектную, осуществляемую в рамках формирования архитектурно-планировочной и инфраструктурной организации территории применительно к системам расселения, городам и другим населенным местам, а также деятельность, осуществляемую в процессе прогнозирования, программирования и проектирования первой сферы. На рис. 1 представлена схема взаимодействия строительного комплекса с отраслями народного хозяйства, а на рис. 2 – текущее состояние строительного комплекса ДНР.

В довоенный период строительный комплекс области работал более стабильно по сравнению с настоящим временем. На сегодняшний день основной производственный потенциал комплекса сохранился, но отрасль находится в сложном положении. Одним из путей преодоления этой ситуации является разработка новых механизмов регулирования деятельности строительного комплекса.

Динамика объемов выполненных строительных работ по видам строительной продукции в ДНР с 2015 по 2017 гг. представлена на рис. 3. В рассматриваемом периоде наблюдается рост показателя объемов выполненных строительных работ. В частности, объем выполненных строительных работ по возведению инженерных сооружений в 2017 году превысил аналогичный показатель 2015 года на 1,3 млрд руб., т. е. более, чем в три раза. Данный показатель занимает наибольшую долю в общем объеме строительства: в 2015 г. – 68,5 %, в 2016 г. – 77,2 %, в 2017 г. – 74,5 %.

На 01.01.2018 г. наблюдается прирост зарегистрированных в сфере строительства юридических лиц (рис. 4), ставших на учет Главстата ДНР, – на 96 % по сравнению с 01.01.2016 г., что, с одной стороны, обусловлено низкой сравнительной базой, а с другой – свидетельствует о положительной динамике развития строительной отрасли Донецкой Народной Республики.

На протяжении 2014–2017 гг. наблюдается увеличение процента предприятий, получивших прибыль, – с 54 % в 2014 г. до 61,5 % в 2017 г. Количество убыточных предприятий снизилось с 46 % в 2014 г. до 38,5 % в 2017 г. (рис. 5). Совокупная прибыль предприятий выросла с 26,6 млн руб. в 2014 г. до 137 млн руб. в 2017 г., при этом совокупный убыток снизился с 71 млн руб. до 29 млн руб.

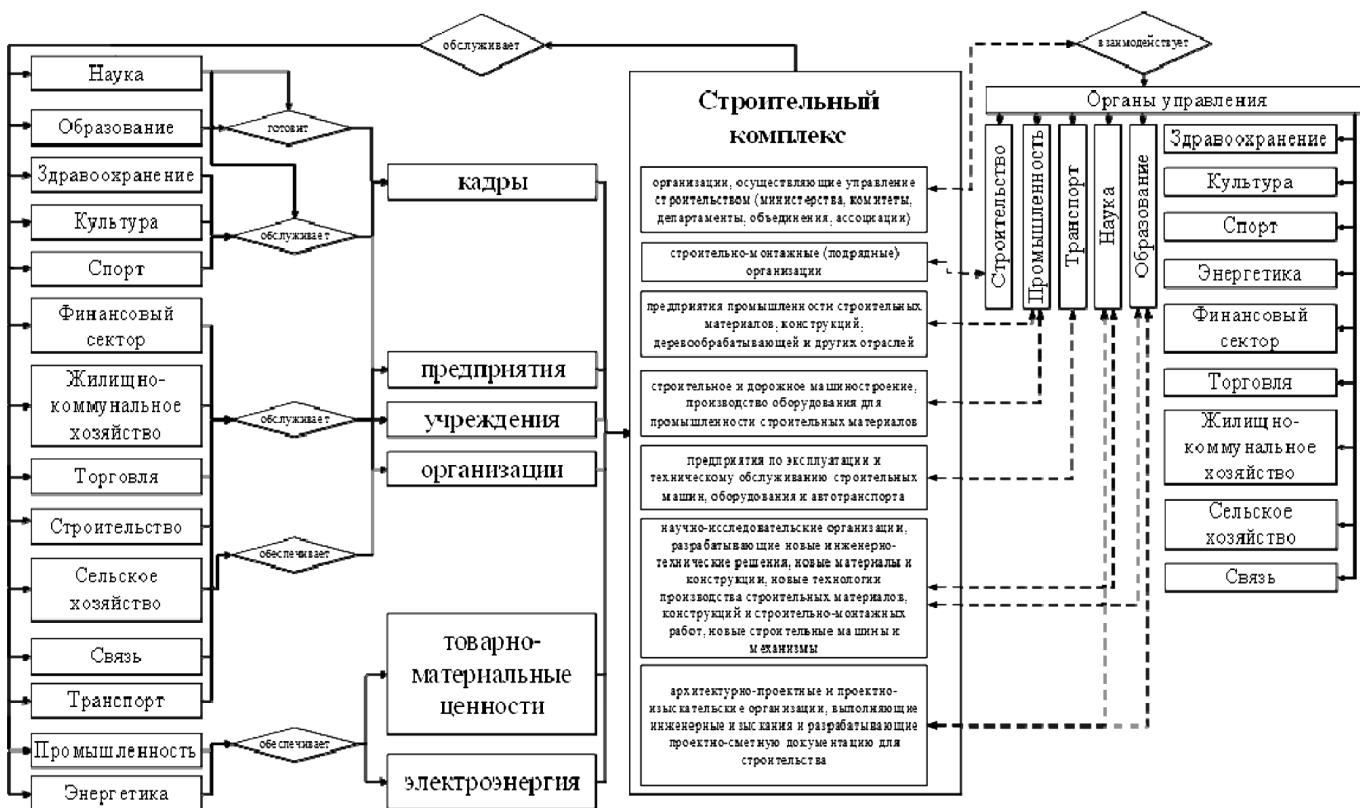


Рис. 1. Схема взаимодействия строительного комплекса с отраслями народного хозяйства

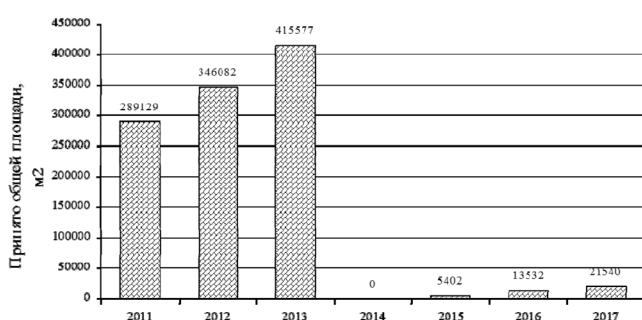


Рис. 2. Законченные строительством и принятые в эксплуатацию объекты в Донецком регионе за период 2011–2017 гг.

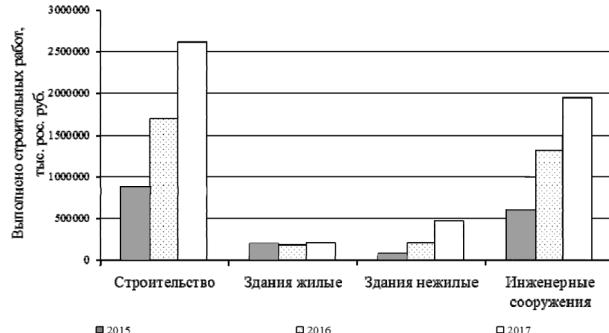


Рис. 3. Динамика объемов выполненных строительных работ по видам строительной продукции в ДНР за период с 2015 по 2017 гг.

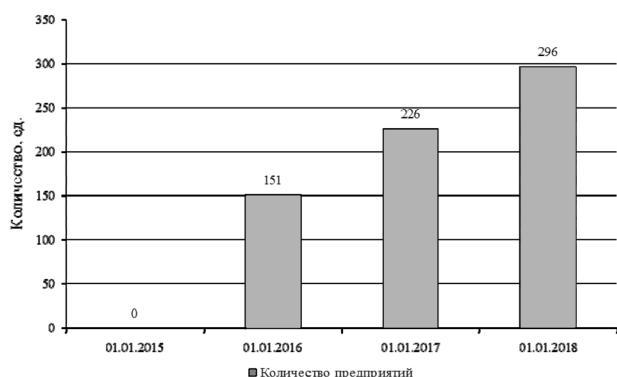


Рис. 4. Количество юридических лиц, ставших на учет Главстата ДНР, с основным видом экономической деятельности «Строительство»

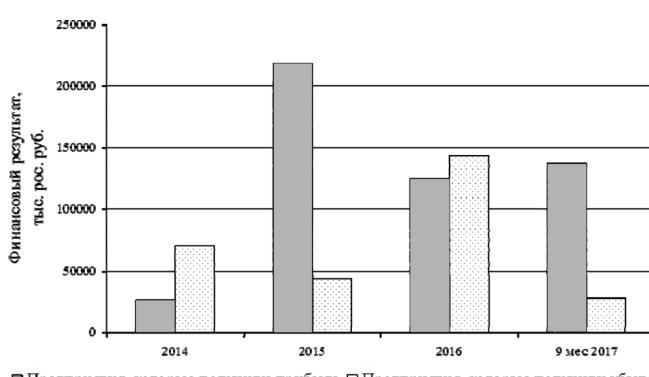


Рис. 5. Финансовые результаты до налогообложения по виду экономической деятельности «Строительство»

На сегодняшний день одним из основных направлений работы Минстроя ДНР является контроль процесса восстановления объектов, разрушенных в результате боевых действий. Наибольшая доля восстановленных объектов приходится на сферу образования – 42 % и теплоснабжения – 37 % (рис. 6).

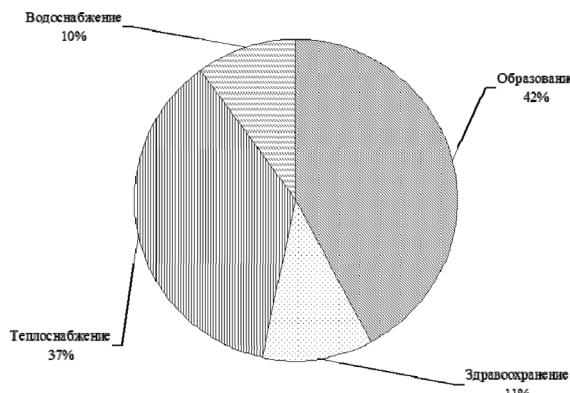


Рис. 6. Структура восстановления объектов социальной сферы

На протяжении 2015–2017 гг. наблюдается положительная динамика восстановления объектов образования (рис. 7), при этом количество восстановленных объектов составляет всего лишь третью часть от количества разрушенных объектов. Всего за период из 615 разрушенных объектов образования восстановлено 198, что составляет 32 %, в том числе:

- школы – 107 из 257 (42 %);
- детские дошкольные учреждения – 65 из 182 (36 %).

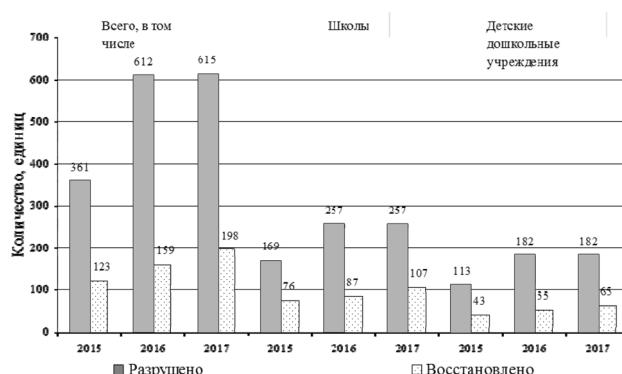


Рис. 7. Количество поврежденных и восстановленных объектов образования за 2015–2017 гг. (с нарастающим итогом)

Согласно ежеквартальной отчетности администраций городов и районов ДНР по состоянию на 20.01.2018 г. на территории Донецкой Народной Республики восстановлено 5981 из 21 555 поврежденных частных жилых домов (рис. 8), что составляет 28 %. В том числе:

- дома с незначительными разрушениями – 3973 из 10 874 (37 %);
- дома со значительными разрушениями – 1837 из 8347 домов (22 %);
- полностью разрушенные – 171 из 2061 домов (8 %).

В общем объеме восстановленных частных жилых домов в разрезе городов и районов ДНР наибольшая доля приходится на г. Донецк – 25 %. Далее: г. Шахтерск – 17 %, г. Дебальцево и г. Макеевка – по 8 %, Амвросиевский район – 6 %, Старобешевский район – 5 %, Тельмановский район, г. Докучаевск и г. Ясиноватая – по 4 %, остальные города и районы – не более 3 %. При общей положительной динамике восстановления объемы выполненных работ являются недостаточными. На сегодняшний день в Республике остается большое количество объектов, требующих восстановления. Часть восстановленных объектов подвергается повторным разрушениям в результате боевых действий.

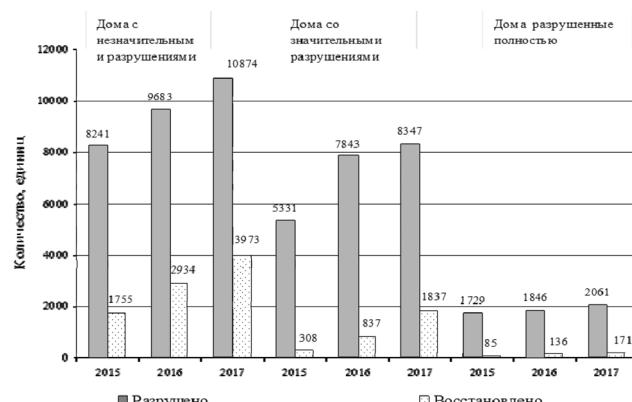


Рис. 8. Информация о поврежденных и восстановленных частных жилых домах за 2015–2017 гг.

Градостроительная политика Донецкой Народной Республики является важнейшей составляющей государственной стратегии безопасного и сбалансированного развития территории Донецкой Народной Республики. Ее основной задачей рассматривается территориальное планирование, которое позволяет рационально использовать природные ресурсы с минимальной нагрузкой на окружающую среду и способствует стабильному росту экономики Республики.

Современная градостроительная политика осуществляется с учетом и в рамках градостроительной стратегии развития Донецкой Народной Республики.

ОСНОВНЫЕ ЦЕЛИ ФОРМИРОВАНИЯ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ СТРАТЕГИИ РАЗВИТИЯ ДНР

Первая цель – повышение устойчивости и безопасности Республики при условии улучшения

качества среды для жизнеобеспечения населения. Она связана с формированием природно-экологического и социально-экономического каркаса территории, основу которого составляет система устойчивых связей между основными стратегическими районами Республики. Эта цель предполагает и то, что промышленный комплекс территории должен в кратчайшие сроки перевести производство на обеспечение нужд населения в условиях внешней изоляции.

Вторая цель – создание системы расселения, которая в первую очередь направлена на формирование экономических, научно-инновационных, рекреационно-туристических центров, с необходимой инженерно-транспортной и информационной инфраструктурой Республики. Такие центры в совокупности должны способствовать сбалансированному развитию территориального сообщества Республики.

В соответствии с целями градостроительной стратегии Донецкой Народной Республики выделены два приоритетных направления градостроительства:

- повышение градостроительной безопасности и устойчивости развития территории Рес-

публики, создание отраслевого картографического геоинформационного фонда и градостроительного кадастра;

- развитие области в условиях международной интеграции, в первую очередь с Россией.

Базовым документом стратегии является Генеральная Схема развития территории Донецкой Народной Республики на период 2018–2038 гг. – главный документ формирования республиканской политики обустройства территорий, основной задачей которой является градостроительное обеспечение развития и восстановления народного хозяйства Донецкой Народной Республики с учетом требований геополитической безопасности (рис. 9).

Генеральная Схема имеет большое значение для формирования нового видения развития территории Республики, анализа промышленности, природных ресурсов, экономических, демографических и социальных факторов. Разработка и утверждение Схемы, а также ее актуализация (внесение оперативных изменений) относятся к полномочиям Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Донецкой Народной Республики.



Рис. 9. Взаимосвязь Генеральной Схемы развития территории ДНР с генеральными планами административно-территориальных единиц, Градостроительным кадастром и ведомственными кадастрами

ЛАБОРАТОРИЯ ИСПЫТАНИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ (ЛИСКиС)

При кафедре металлических конструкций и сооружений функционирует аттестованная научно-исследовательская лаборатория испытания строительных конструкций (ЛИСКиС) в составе Испытательного центра строительных изделий и конструкций ГОУ ВПО «ДОННАСА».

Лаборатория проводит:

- ✓ сертификационные испытания железобетонных и металлических конструкций промышленных и общественных зданий;
- ✓ статические и динамические испытания строительных конструкций, зданий и сооружений;
- ✓ аэродинамические испытания фрагментов строительных конструкций, высотных зданий и зрелищных сооружений;
- ✓ статические испытания опор линий электропередачи и башенных конструкций высотой до 70 м.

E-mail: mailbox@donnasa.org

Телефоны: +38(062) 343 70 33



ВЛИЯНИЕ ПРОЧНОСТИ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА НА ЕГО ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ПРИ СЛОЖНЫХ РЕЖИМАХ НАГРУЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ОДНООСНОГО И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

В.И. Корсун ^a, доктор техн. наук, профессор, А.В. Недорезов ^b, ассистент

^aФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», г. Санкт-Петербург

^bГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка.

Аннотация. Представлены результаты экспериментальных исследований влияния прочности тяжелого бетона классов С20/25, С40/50, С70/80 на его деформационные свойства в условиях одноосного и трехосного сжатия. Приведена методика экспериментальных исследований. Представлены результаты испытаний бетонных образцов по программам сложного нагружения. Получены диаграммы относительных объемных деформаций сдвигового уплотнения и разуплотнения, предельные значения деформационных характеристик для различных классов бетона. Подтверждено определяющее влияние деформаций сдвига на дилатационные эффекты в структуре бетона.

Ключевые слова: бетоны с различной прочностью, линейные и объемные деформации, высокий уровень гидростатического сжатия, сложное трехосное сжатие.

ВВЕДЕНИЕ

Прочность бетонов, применяемых в современном строительстве, изменяется в широком диапазоне [1-4]. С характеристиками прочности бетона тесно связаны основные характеристики диаграмм деформирования материалов – начальный модуль упругости E_{cm} и предельные величины деформаций ε_{c3} при максимальных напряжениях $\sigma_3 = f_{ck}$.

С увеличением класса по прочности на сжатие бетон приобретает склонность к более упругому характеру деформирования и к хрупкому характеру разрушения.

Для большинства железобетонных конструкций зданий и сооружений характерна работа в условиях неодноосных напряженных состояний. Адекватность результатов расчета таких конструкций зависит главным образом от достоверности применяемой расчетной модели деформирования бетона. В условиях многоосных напряженных состояний для бетона характерна ортотропия деформирования вследствие проявления эффектов сжимаемости и дилатации.

Модели деформирования бетона для неодноосных напряженных

состояний, построенные в [5-8, 9-18], не в полной мере соответствуют данным экспериментальных исследований. Одной из задач построения обобщенной модели ортотропного деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния является экспериментальное изучение влияния начальной прочности бетона на законы изменения его объемных и сдвиговых деформаций.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

В моделях деформирования бетона соотношения между напряжениями и деформациями в общем случае объемного напряженного состояния должны отражать закономерности развития упругопластических деформаций бетона, направленный характер развития микроразрушений в его структуре, эффекты сжимаемости и дилатации.

Задача разработки таких моделей деформирования требует проведения специальных экспериментальных исследований. Дело в том, что известные многочисленные результаты экспериментальных исследований [8, 19-33] трудно сопоставимы, так как выполнены по различающимся методикам



**Корсун
Владимир Иванович**



**Недорезов
Андрей
Владимирович**

(например, на образцах разных размеров, по различным программам нагружения). Как было неоднократно установлено, величины начального модуля упругости бетона, его секущего модуля и предельных деформаций в вершинах диаграмм деформирования существенно зависят от прочности бетона, доли пластических деформаций [28, 34-38].

В теоретических исследованиях разработка моделей деформирования бетона осуществляется по трем основным направлениям: в форме соотношений физически нелинейной теории упругости [6, 12, 14-16, 18]; в форме соотношений деформационной теории пластичности бетона [5, 7-9] и в форме соотношений теории течения [10-11]. Общую сложность для указанных групп моделей составляет способ учета силовой анизотропии (ортотропии) деформирования бетона вследствие микроразрушений в его структуре.

В исследованиях [5, 7-8] осуществляется разработка модели ортотропного деформирования бетона на основе представления тензора полных деформаций суммой: тензора упругопластических деформаций условно сплошного тела и тензора деформаций, связанных с разрушением его структуры. Для описания деформаций первого типа используются соотношения классической механики деформируемого сплошного тела, для деформаций второго типа – соотношения из принятой в [7] модели разрушения структуры бетона по сдвигово-отрывному механизму. Задача разработки модели деформирования бетона на указанных предпосылках требует проведения специальных экспериментальных исследований по сложным программам нагружения. Одной из сопутствующих задач является изучение закономерностей влияния характеристик исходной прочности бетона на процессы его деформирования при сложных напряженных состояниях.

Использование единой методики испытаний при проведении экспериментальных исследований является одним из основных факторов, которые позволяют методически корректно получать опытные результаты и с единых позиций описывать деформации бетонов с различной прочностью для сложных видов напряженных состояний.

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТА

Программа экспериментальных исследований включала кратковременные испытания образцов из бетонов различной прочности в условиях одноосного и трехосного сжатия. Опытные образцы были изготовлены из тяжелых бетонов классов по прочности С20/25, С40/50 и С70/80 составов соответственно А, В, С и Д согласно [1-4].

Состав А – Ц : П : ІІІ = 1 : 2.26 : 3.25; В/Ц = 0.65;
портландцемент марки М400.

Состав В – Ц : П : ІІ = 1 : 1.40 : 2.50; В/Ц = 0.40;
воздухововлекающая добавка СНВ – 0.9 кг/м³; портландцемент марки М500.

Состав С – Ц : П : ІІІ = 1 : 1.12 : 1.60; В/Ц = 0.21;
органический модификатор МБ 10-01 согласно [35] – 190 кг/м³; суперпластификатор SikaViscocrete 5-600 – 16.8 л/м³; портландцемент марки М 500.

Испытания на одноосное сжатие выполнялись на образцах призматической формы с размерами 150×150×600 мм, на трехосное сжатие – на образцах-кубах с размерами 150×150×150 мм. Форма и размеры опытных образцов соответствовали требованиям стандартов [2, 4]. Нагружение образцов в условиях трехосного сжатия осуществлялось на специальной силовой установке [23], представленной на рис. 1. Установка позволяет создавать высокие уровни сжимающих напряжений и независимое нагружение



а



б

Рис. 1. Установка для испытаний бетона на трехосное сжатие в собранном виде (а) и в процессе подготовки к испытаниям (б)

опытных образцов в трех ортогональных направлениях. Максимальные напряжения бокового обжатия опытных образцов в горизонтальной плоскости составляли 88 МПа. Нагружение в вертикальном направлении обеспечивалось гидравлическим прессом усилием 10 МН.

Измерение деформаций бетона в продольном и поперечном направлениях образцов-призм (рис. 2) производилось с помощью механических датчиков перемещений и электрических тензометров сопротивления [23-24].

Экспериментальные исследования закономерностей развития упругопластических и псевдопластических деформаций бетона в условиях трехосного сжатия выполнены с использованием специальных программ нагружения. На первом этапе испытаний реализовывалась программа № 1 – нагружение возрастающим равномерным гидростатическим сжатием $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 < 0$ до максимально возможного уровня среднего напряжения $\sigma_{o, max}$. Для бетонов классов С20/25...С70/80 величина наибольшего среднего напряжения $\sigma_{o, max}$ зависела от возможностей силовой установки и составляла от $4.6 f_{ck, prism}$ до $1.25 f_{ck, prism}$. На втором этапе испытаний реализовывались программы догружения № 2 и № 3 с различающимися соотношениями между главными напряжениями, но с неизменным значением среднего напряжения $\sigma_{o, max} = \text{const}$. Каждой ступени догружения сжатием $\Delta\sigma_3$ по программе № 2 соответствовала ступень боковой разгрузки $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = |\Delta\sigma_3|/2$, а по программе № 3 – ступень разгрузки по оси σ_2 ($\Delta\sigma_2 = |\Delta\sigma_3|$) при сохранении неизменного значения $\sigma_1 = \text{const}$ ($\Delta\sigma_1 = 0$). При обеих программах догружения общая величина среднего напряжения не изменялась ($\sigma = \text{const}$), так как величины приращений среднего напряжения также не изменились: $\Delta\sigma_o = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 = 0$.

В процессе испытаний фиксировались относительные линейные деформации по направлениям главных осей образца соответственно каждому уровню нагружения. По величинам ε_1 , ε_2 , ε_3 для каждой ступени нагружения вычислялись деформации относительного изменения объема Θ и интенсивность деформаций сдвига γ_i [5]. По компонентам напряжений

σ_1 , σ_2 , σ_3 вычислялись значения среднего напряжения σ_o и интенсивности касательных напряжений τ_i . Устанавливались опытные соотношения между обобщенными характеристиками напряженного и деформированного состояний: « $\sigma_o - \Theta$ » и « $\tau_i - \gamma_i$ ».

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Результаты экспериментальных исследований образцов-призм на одноосное сжатие представлены в табл. 1 и на рис. 2.

Результаты испытаний бетонных образцов в условиях осевого сжатия (рис. 2) иллюстрируют существенную зависимость основных характеристик диаграмм деформирования от величины начальной прочности бетона. С увеличением класса бетона по прочности на сжатие с С20/25 до С70/80 значения призменной прочности бетона $f_{ck, prism}$ выросли в среднем в 3,6 раза, начального модуля упругости – в 2,17 раза, коэффициента Пуассона – на 19 %, предельные деформации укорочения в вершинах диаграмм деформирования снизились на величину до 28 %.

Сопоставительные графики на рис. 2а свидетельствуют о существенном влиянии начальной прочности опытных образцов на закономерности изменения объемных деформаций. Объемные деформации образцов из бетона классов С40/50 и С70/80 практически во всем диапазоне сжимающих напряжений изменяются по закону, который близок к закону деформирования упругих тел [5-6]. Разрушение образцов происходит мгновенно и характеризуется как хрупкое. Псевдопластические деформации, которые связаны с микроповреждениями в структуре бетона, начинают заметно проявляться для бетонов классов С40/50 и С70/80 с уровнем нагружения 0.78 и 0.85 от значений призменной прочности $f_{ck, prism}$. Бетонам более низкой прочности классов С20/25 характерна более высокая доля составляющей пластических деформаций в полной величине деформаций (рис. 2а). Проявление псевдопластических деформаций отмечается при уровнях напряжений 0.65...0.75 $f_{ck, prism}$.

Таблица 1. Характеристики механических свойств опытных образцов в условиях осевого сжатия

Класс бетона	Призменная прочность в возрасте 28 сут., $f_{ck, prism}$ [МПа]	Начальный модуль упругости, [МПа] E_{st}	Предельные значения в вершинах диаграмм деформирования			Коэффициент Пуассона, ν
			Линейные компоненты деформации, $\varepsilon_{c3} \times 10^{-3}$	Интенсивность касательных напряжений, τ_i [МПа]	Интенсивность деформаций сдвига, $\gamma_i \times 10^{-3}$	
С20/25	19.40	22 680	-2.58	11.20	4.940	0.180
С40/50	43.22	41 700	-2.45	24.95	4.593	0.214
С70/85	70.70	49 200	-1.84	40.82	2.662	0.215

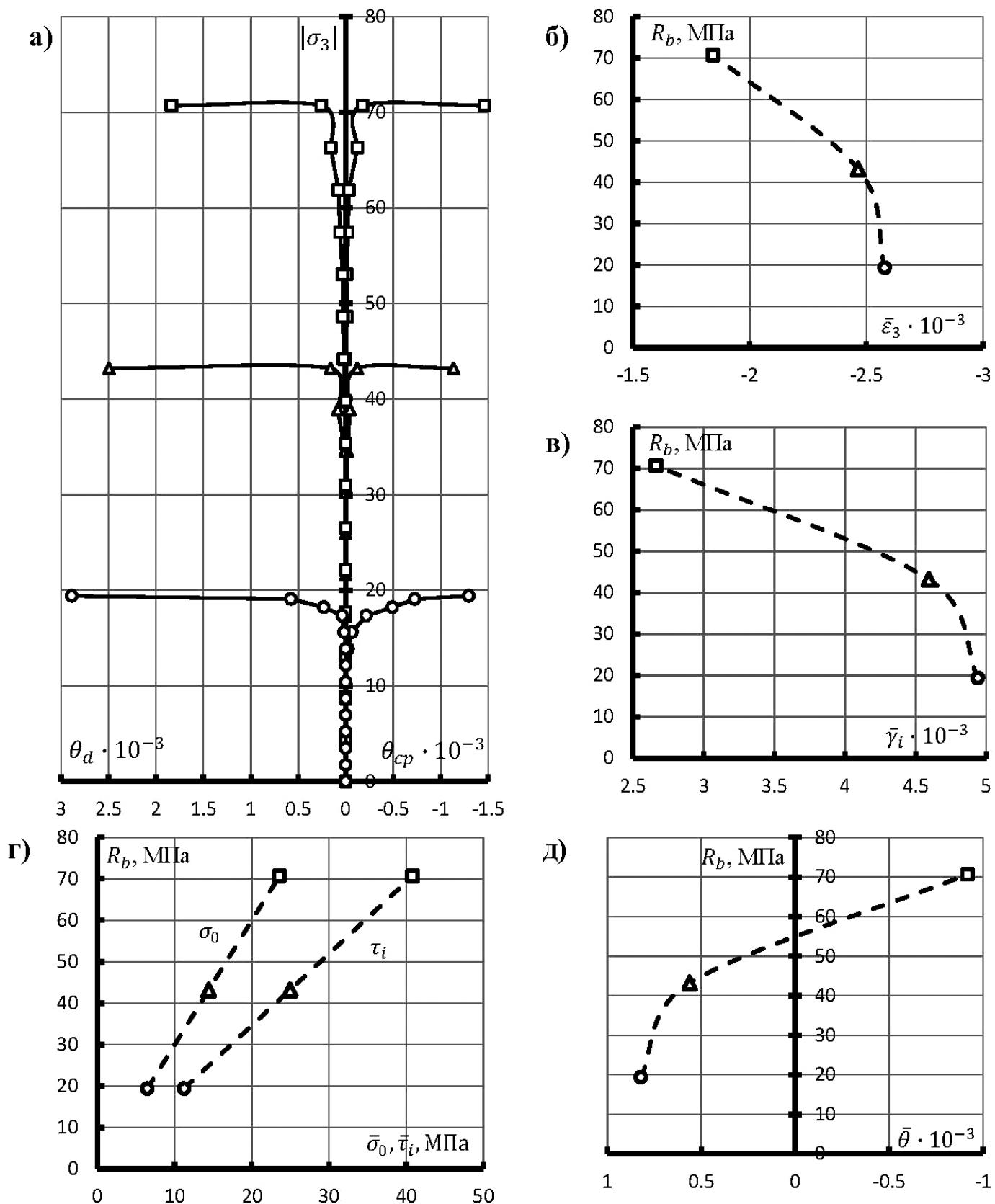


Рис. 2. Изменение компонентов относительных объемных деформаций сдвигового уплотнения и разуплотнения (а), а также предельных значений относительных линейных деформаций (б), интенсивности деформаций сдвига (в), средних напряжений и интенсивности касательных напряжений (г), объемных деформаций (д) в зависимости от класса бетона на этапах одноосного сжатия.

Опытные данные соответственно классам бетона:
 —□— C60/70; —△— C40/50; —○— C20/25

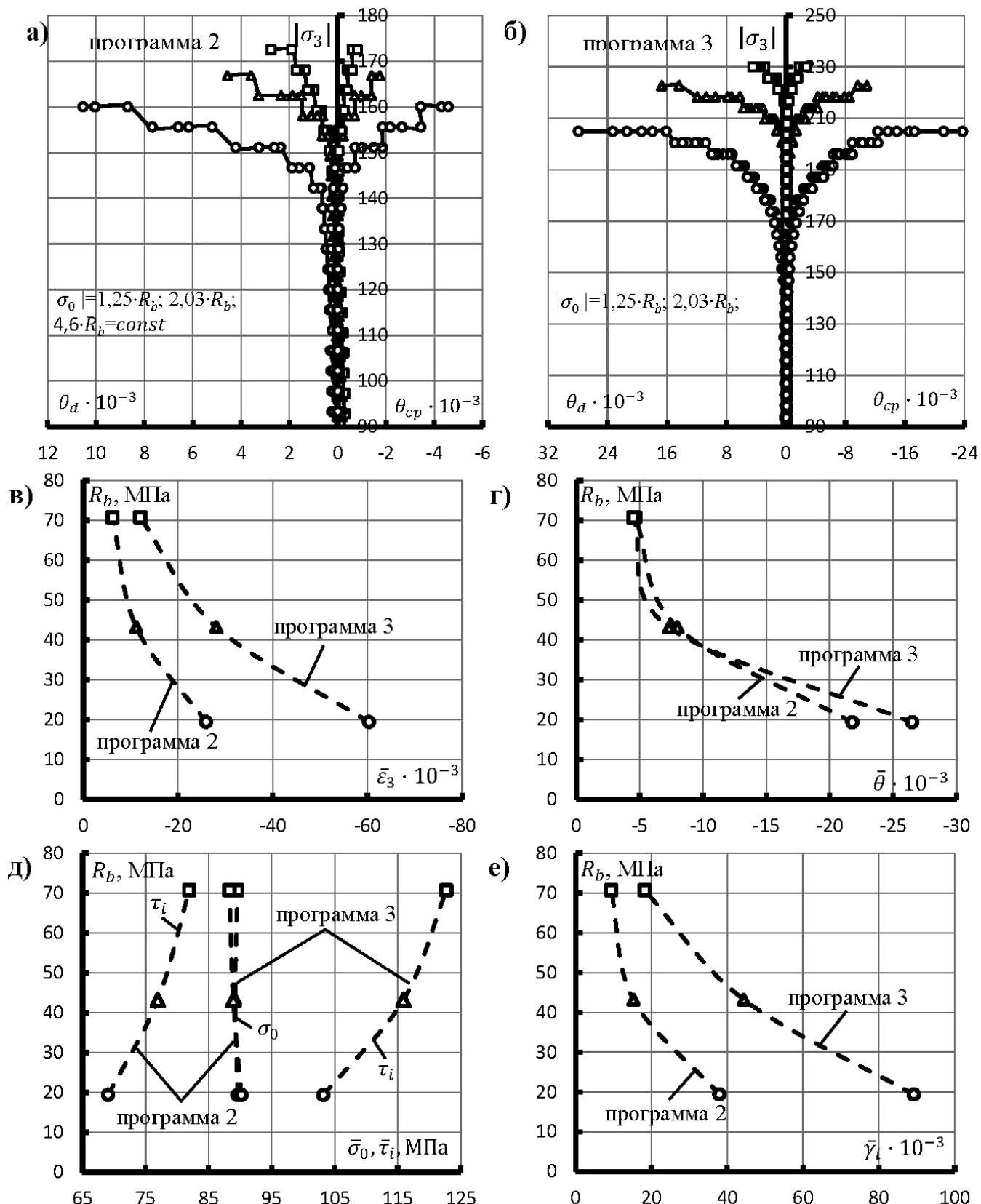


Рис. 3. Изменение компонентов относительных объемных деформаций сдвигового уплотнения и разуплотнения по программам нагружения (№ 1÷№ 2) (а) и (№ 1÷№ 3) (б). Изменение предельных значений относительных линейных деформаций (в), интенсивности деформаций сдвига (г), средних напряжений и интенсивности касательных напряжений (д), объемных деформаций (е) в зависимости от класса бетона при трехосном сжатии по программам (№ 1÷№ 2) и (№ 1÷№ 3).

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— C60/70; —△— C40/50; —○— C20/25

Результаты экспериментальных исследований образцов-кубов в условиях трехосного сжатия представлены на рис. 3, которые содержат для бетонов исследованных классов прочности на сжатие и для различных траекторий нагружения образцов [39] графики изменения компонентов относительных объемных деформаций сдвигового уплотнения и разуплотнения (рис. 3а, б), а также предельных значений относительных линейных деформаций (рис. 3в), интенсивности деформаций сдвига (рис. 3е), средних напряжений и интенсивности касательных напряжений (рис. 3д), объемных деформаций (рис. 3г) в зависимости от класса бетона.

Догружение опытных образцов в соответствии с программами № 2 и № 3 (рис. 3а) характеризуется приростом компонент девиатора напряжений τ_{ik} при неизменной величине среднего напряжения $\sigma_0 = \text{const}$. Обуславливает проявление двух процессов, которые связаны с микроповреждениями в структуре бетона. На начальных этапах нагружения преобладают процессы дополнительного уплотнения объема опытных образцов. Эти процессы характерны для всех исследуемых бетонов. Дальнейшее догружение сопровождается интенсивным ростом составляющих деформаций, которые связаны с микроповреждениями в структуре бетона и обуславливают увеличение объема образцов.

Прочность бетона опытных образцов на этапах догружения по программам № 2 и № 3 зависела от его прочности при одноосном сжатии $f_{ck,prism}$, а также от соотношений напряжений $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3$, которые были достигнуты в опытах. Для образцов, испытанных в условиях трехосного сжатия по программам (№ 1 + № 2), прирост прочности для бетона класса С20/25 при $\sigma_0 = 4.6$ $f_{ck,prism} = \text{const}$ составил 735 % по сравнению с одноосным сжатием. Для этого же бетона аналогичный показатель прироста прочности по программам нагружения (№ 1 + № 3) составил 982 %. Для опытных образцов из бетона класса С70/80 при $\sigma_0 = 1.25$ $f_{ck,prism} = \text{const}$ прирост прочности для программ нагружения (№ 1 + № 2) и (№ 1 + № 3) составил 148 % и 225 % соответственно. Результаты испытаний подтверждают хорошо известный факт о том, что дополнительное боковое обжатие в условиях двух- и трехосного сжатия в большей мере способствует повышению относительной прочности у бетонов более низких классов прочности [5-6, 19-20, 25, 28-29, 32].

Анализ опытных данных показывает, что для образцов бетона в условиях неравномерного трехосного сжатия процессы, обусловленные разуплотнением структуры бетона (эффект дилатации), начинают проявляться при более низких относительных уровнях главных сжимающих напряжений σ_3 в сравнении с образцами, испытанными в условиях одноосного сжатия. Наибольшие по величине деформации

относительного увеличения объема бетона при одинаковых значениях σ_3 характерны для образцов, испытанных в условиях трехосного сжатия по программам (№ 1 + № 3), то есть, при более высоких значениях интенсивности касательных напряжений τ_{ij} . Повышение класса прочности бетона приводит к снижению доли псевдопластических деформаций в величинах полных деформаций, что связано с особенностями проявления процессов микроразрушений в структуре бетона. Отмеченная тенденция характерна для обеих программ девиаторного догружения.

ВЫВОДЫ

В испытаниях на одноосное и трехосное сжатие установлены количественные характеристики процессов деформирования бетона в зависимости от уровня нагружения и прочности бетона при одноосном сжатии.

С увеличением класса бетона по прочности на сжатие с С20/25 до С70/80 значения призменной прочности бетона выросли в среднем в 3,6 раза, начального модуля упругости – в 2,17 раза, коэффициента Пуассона – на 19 %, предельные деформации укорочения в вершинах диаграмм деформирования снизились на величину до 28 %.

Процесс разуплотнения структуры бетона (эффект дилатации) проявляется при описанных нагрузлениях опытных образцов. Уровни напряжений, при которых процесс сокращения объема бетона сменялся его увеличением, составили для бетонов класса С20/25 в среднем 78 %, а для класса С70/80 – 88 % от предельных величин, которые соответствуют достигнутой прочности в условиях осевого и трехосного сжатия.

Результаты опытов свидетельствуют о том, что эффект дополнительного бокового обжатия в условиях трехосного сжатия в большей мере проявляется в бетонах более низких классов.

Библиографический список

1. FIP Model Code 90, Design Code (1993) Thomas Thelford, London, 460 p.
2. EN 1992-1-1 (English): Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (2000) European Committee for Standardization, 225 p.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012. – 155 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. – Київ: Мінрегіонбуд, 2011. – 70 с.
5. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссяк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

6. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
7. Корсун В.И. К учету направленного развития микроразрушений в ортотропной модели бетона / Корсун В.И. // Будівельні конструкції. – К.: НДБК. – 1999. – № 50. – С. 119–124.
8. Корсун В.И., Недорезов А.Н. Вариант описания закономерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния // Современное промышленное и гражданское строительство. – Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2014. – Т. 10, № 2. – С. 96–124.
9. Клованич С.Ф. Численный эксперимент по исследованию деформационных теорий пластичности бетона / С.Ф. Клованич, Д.И. Безушко // Вестник ОГАСА. – Одесса, 2006. Вып. 22. – С. 122–130.
10. Левин В.М., Шабельник С.В. Влияние формы предельной поверхности на описание деформирования бетона соотношениями теории течения // Современное промышленное и гражданское строительство. – Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2013. – Т. 9, № 4. – С. 195–201.
11. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С.Ф. Клованич, И.Н. Мироненко. – Одесса: ОНМУ, 2007. – 110 с.
12. Papanikolaou, V.K., Kappos, A.J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression (2007) Intern. Journal of Solids and Structures, 44, pp. 7021–7048.
13. Grassl, P., Lundgren, K., Gylltoft, K. Concrete in compression: a plasticity theory with a novel hardening law (2002) Int. J. Solids Struct., 39, pp. 5205–5223.
14. Ahmad, S.H., Shah, S.P., Khaloo, A.R. Orthotropic model of concrete for triaxial stresses (1986) Journal of structural engineering New York, N.Y., 112 (1), pp. 165–181.
15. Buyukozturk, O., Shareef, S.S. Constitutive modeling of concrete in finite element analysis (1985) Computers & Structures, 21 (3), pp. 581–610.
16. Chen, W.F., Suzuki, H. Constitutive models for concrete (1980) Computers and Structures, 12 (1), pp. 23–32.
17. Guralnick, S.A., Gunawan, L. Design of concrete members subjected to triaxial compression (2009) Practice Periodical on Structural Design and Construction, 14 (1), pp. 43–49.
18. Liu, J., Lin, G., Zhong, H. An elastoplastic damage constitutive model for concrete (2013) China Ocean Engineering, 27 (2), pp. 169–182.
19. Wang, H.L. Behavior of mass concrete under biaxial compression-tension and triaxial compression-compression-tension (2009) Materials and Structures, 42, pp. 241–249.
20. Gabet, T., Malecot, Y., Daudeville, L. Triaxial behaviour of concrete under high stresses (2008) Cement and Concrete Research, 38, pp. 403–412.
21. Vu, X.H. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio (2009) International Journal of Solids and Structures, 46, pp. 1105–1120.
22. Hansen, T.C. Triaxial test with concrete and cement paste (2009) Report of Technical University of Denmark, p. 54.
23. Корсун В.И., Калмыков Ю.Ю. Об особенностях испытаний бетона при неодноосных напряженных состояниях в условиях температурных воздействий // Вестник ДонНАСА. – Вып. 2003–2 [39]: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2003. – Т. 1. – С. 198–201.
24. Корсун В.И., Недорезов А.В. Совершенствование методики испытаний бетона при неодноосном сжатии // Вестник ДонНАСА. – Вып. 2014–1 (105): Сучасні будівельні матеріали. – Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2014. – С. 163–171.
25. Bongers, J.P.W., Rutten, H.S. Concrete in multiaxial compression – a multilevel analysis (1998) Heron, 43 (3), pp. 159–180.
26. Candappa, D.C., Sanjayan, J.G., Setunge, S. Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete (2001) Journal of Materials in Civil Engineering, 13 (3), pp. 209–215.
27. Gerstle, K.B., Aschl, H., Bellotti, R., Ko, H.Y. Linse, D., Newman, J.B., Rossi, P., Schickert, G., Taylor, M.A., Traina, L.A., Winkler, H., Zimmerman, R.M. Behavior of concrete under multiaxial stress states (1980) ASCE J Eng Mech Div, 106 (6), pp. 1383–1403.
28. Hampel, T., Speck, K., Scheerer, S., Ritter, R., Curbach, M. High-performance concrete under biaxial and triaxial loads (2009) Journal of Engineering Mechanics, 135 (11), pp. 1274–1280.
29. He, Z.-J., Song, Y.-P. Triaxial strength and failure criterion of plain high-strength and HPC before and after high temperatures (2010) Cement and Concrete Research, 40 (1), pp. 171–178.
30. Li, Q., Ansari, F. Mechanics of damage and constitutive relationships for high-strength concrete in triaxial compression (1999) Journal of Engineering Mechanics, 125 (1), pp. 1–10.
31. Sfer, D., Carol, I., Gettu, R., Etse, G. Study of the behavior of concrete under triaxial compression (2002) Journal of Engineering Mechanics, 128 (2), pp. 156–163.
32. Xiaobin Lu and Cheng-Tzu Thomas Hsu. Stress-Strain Relations of High-Strength Concrete under Triaxial Compression (2007) Journal of Materials in Civil Engineering, 19 (3), pp. 261–268.
33. Zhou, J.J., Pan, J.L., Leung, C.K.Y., Li, Z.J. Experimental study on mechanical behavior of high performance concrete under multi-axial compressive stress (2014) Science China Technological Sciences, 57 (12), pp. 2514–2522.
34. Xie, J., Elwi, A.E., McGregor, J.G. Mechanical properties of three high-strength concretes containing silica fume (1995) ACI Materials Journal, 92 (2), pp. 135–145.
35. Каприев С.С., Шейнфельд А.В., Батраков В.Г. Комплексный модификатор бетона марки МБ-01/ С.С. Каприев, А.В. Шейнфельд, В.Г. Батраков // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 38–41.
36. Зайченко Н.М. Высокопрочные тонкозернистые бетоны с комплексно модифицированной микроструктурой / Зайченко Н.М. – Макеевка: ДонНАСА, 2009. – 207 с.
37. Каприев С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива / С.С. Каприев, В.Г. Батраков, А.В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – 1999. – № 6. – С. 6–10.
38. Nilson, A.H. High-Strength Concrete – An Overview of Cornell Research (1987) Proceeding of Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Norway, pp. 27–38.
39. Korsun V., Kalmykov Y., Korsun A., Niedoriezov A. The Influence of the Initial Concrete Strength on its Deformation under Triaxial Compression. Procedia Engineering. – 2015. – Т. 117. – С. 964–974.

Специализированный научно-производственный центр специальных и высотных инженерных сооружений (СНПЦ СВИС) ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» выполняет следующие работы:

- ✓ Комплексные обследования, диагностика и оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений – гражданских, промышленных, энергетических, транспортных и т. п.
- ✓ Разработка проектно-сметной и любой технической документации (рекомендации, пособия и т. п.) для строительства, ремонта, усиления, реконструкции зданий и сооружений, авторский надзор.
- ✓ Экспертиза проектов.
- ✓ Разработка паспортов технического состояния строительных объектов.



Оперативная помощь в предупреждении аварийных ситуаций и ликвидации их последствий.

У сотрудников Центра накоплен большой опыт обследования разнообразных железобетонных сооружений (емкостных – бункеров, си-лосов; башенных – градирен, высоких дымовых труб, грануляционных башен, башенных копров, тушильных башен; смешанного типа – угольных башен коксохим заводов).

Только для железобетонных сооружений башенного типа промышленности и энергетики специалисты СНПЦ СВИС выполнили обследование, оценку состояния, разработку документации на восстановление или реконструкцию более чем 270 объектов.

Наиболее крупные заказы выполнялись для Авдеевского, Горловского, Енакиевского и Макеевского коксохим заводов, Мариупольских металлургических комбинатов – им. Ильича и «Азовсталь», Алчевского меткомбината, Донецкого и Енакиевского металлургических заводов, Славянской, Кураховской и Зуевской ТЭС, Лисичанского НПЗ и других гигантов индустрии.

E-mail: snpccvs@rambler.ru



ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ НАДЕЖНОСТИ ПО СТАЛЕФИБРОБЕТОНУ

К.В. Талантова, доктор техн. наук, профессор

Федеральное бюджетное государственное образовательное учреждение высшего образования
«Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»

Аннотация. Известно, что для обеспечения эксплуатационной надёжности строительных конструкций в расчётах учитываются коэффициенты надёжности по нагрузкам и по материалам. Коэффициенты надёжности по нагрузкам определяются условиями эксплуатации. Коэффициенты надёжности по материалам – видом выбранного материала.

Исходя из того, что материала – железобетона – нет, а соединение стальной арматуры и бетона реализуется в железобетонных конструкциях, где бетон и арматура работают, как правило, сохраняя свои характеристики, то коэффициенты надёжности по материалам при проектировании железобетонных конструкций принимаются для бетона и арматуры. В то же время при насыщении бетона, как правило, мелкозернистого, стальными волокнами-фиброй получается строительный композиционный материал – сталефибробетон. При этом в российских нормативных документах по сталефибробетонным конструкциям и первой, и актуализированных редакциях представлены коэффициенты надёжности по бетону и стальным фибрам подобно нормам по железобетонным конструкциям. Однако композит – сталефибробетон – обладает физико-механическими свойствами, которые кардинально отличаются от свойств и бетона, и фибр. Отсутствие коэффициентов надёжности по материалу и в нормах, и в работах учёных послужило основанием для проведения комплекса экспериментально-теоретических исследований, в результате которых были получены коэффициенты надёжности по сталефибробетону.

Ключевые слова: сталефибробетон, сталефиброжелезобетонные конструкции, коэффициенты надёжности, расчетные сопротивления, экспериментально-теоретические исследования, типы стальных фибр, напряженно-деформированное состояние.



Талантова
Клара Васильевна

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании конструкций на основе сталефибробетона (СФБ) в соответствии с СП [1] расчетные сопротивления материала определяются с использованием коэффициентов надёжности по бетону и стальным фибрам.

Однако при изложении правил проектирования в СП [1] употребляется термин «бетон-матрица», который принят в исследованиях композиционных материалов. Но в нормах нет упоминания о том, что СФБ-композит. Бетон же превращается в бетонную матрицу, со свойствами, отличающимися от свойств исходного бетона, только при насыщении

его волокнами. Не ясно, как можно назначать бетон-матрицу без учёта волокон. Кроме того, поскольку СФБ – композиционный материал, то при проектировании конструкций на основе СФБ коэффициенты надёжности должны быть определены по материалу.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

В представляемой работе рассматривались типы фибр, предлагаемые отечественными производителями и наиболее часто упоминаемые в исследованиях российских учёных [2,3]. Исследования выполнялись на основе сравнительной оценки физико-

механических характеристик СФБ, изготовленного с использованием четырёх типов фибр: токарной – марка Т1, гладкой из проволоки общего назначения

по ГОСТ 3282 – марка П1 (базовый вариант), фрезерованной из листа – марка Л1, фрезерованной из сляба – марка Фр. 1 (таблица 1).

Таблица 1. Стальные фибры, используемые в экспериментах

Тип фибры	Диаметр фибр d_f , d_{fred} , мм	Длина фибр l_f , мм	Длина/диаметр l_f/d_f	Расчетное сопротивление R_{sf} , МПа	Модуль упругости, E_{sf} , МПа
Токарная	0,24	20	83	400	$2,0 \times 10^5$
Проволочная	0,39	32	82	500	$2,0 \times 10^5$
*Листовая	0,60	35	58	400	$1,9 \times 10^5$
*Фрезерованная	0,60	34	57	300	$1,8 \times 10^5$

$d_{fred} = \sqrt{\frac{4A_f}{\pi}}$ – приведенный диаметр фибр некруглого сечения,

A_f – площадь поперечного сечения фибры, мм.

Всего было изготовлено 15 серий образцов с различным объемным процентом армирования ($\mu_f = 1,0; 1,5; 2,0$), всего 1140 образцов. Выбор размеров образцов определялся требованиями ГОСТ на бетоны [4]. При этом учитывались размеры сечений проектируемых конструкций и тот факт, что в зависимости от соотношения размеров сечения элемента ($b \times h$) и длины фибр (l_f) изменяются коэффициенты ориентации последних (k_{or} и k_n) от 0,1 до 0,98 [2] и степень их использования колеблется в широких пределах. По результатам, полученным в экспериментах, были определены сопротивления СФБ

сжатию R_{fbm} , растяжению при изгибе R_{fbm} и растяжению при раскалывании R_{fbishm} , МПа.

В представляемых исследованиях на основе статистической обработки экспериментальных данных для прочностных характеристик СФБ, приготовленного с использованием рассмотренных типов фибр, были построены гистограммы эмпирических распределений (рисунок 1), которые позволили предположить, что характер распределения для всех рассматриваемых случайных величин прочности СФБ (R_{fbm} , R_{fbm} , R_{fbishm}) подчиняется нормальному закону [5].

Проверка по критерию χ^2 Пирсона подтвердила сделанное предположение (уровень значимости составил 0,01) [5,6]. На рисунке 2 приведены соответствующие кривые нормального распределения прочности СФБ на сжатие.

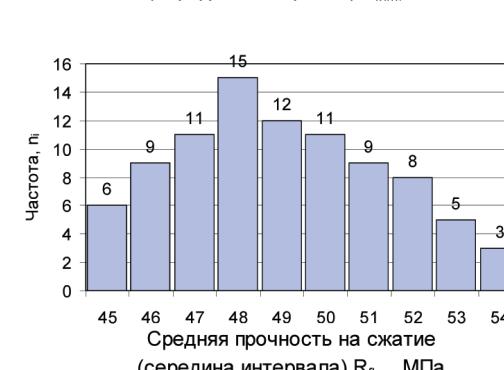


Рис. 1. Гистограммы распределения экспериментальных данных прочности на сжатие для образцов – кубов с разными типами фибр:
а) токарной; б) проволочной; в) листовой; г) фрезерованной; процент фибрового армирования $\mu_f = 2\%$

Определение нормативных сопротивлений СФБ на сжатие выполнялось по формуле

$$R_{fbn} = R_{fbm} - \gamma \cdot \sigma_{fbm}, \quad (1)$$

где γ – квантиль функции Лапласа;

$$(\Phi) \gamma = P - 0,5 \quad (2)$$

В формулах 1 и 2:

Φ – табулированная функция Лапласа;

R_{fbn} – нормативное сопротивление прочности СФБ на сжатие;

R_{fbm} – математическое ожидание прочности СФБ на сжатие;

σ_{fb} – среднеквадратическое отклонение параметра прочности СФБ на сжатие R_{fbm} .

При обеспеченности $P=0,95$ по таблицам значений функции Лапласа определен $\gamma = 1,645$. Подобные же зависимости использованы для определения нормативных сопротивлений СФБ на растяжение при изгибе R_{fibn} и растяжение при раскалывании R_{fibshn} .

Расчетные сопротивления СФБ определялись с обеспеченностью $P = 0,99865$, при этом квантиль функции Лапласа $\gamma = 3$. Расчетное сопротивление СФБ на сжатие вычислялось по формуле:

$$R_{fb} = R_{fbm} - 3 \cdot \sigma_{fb} \quad (3)$$

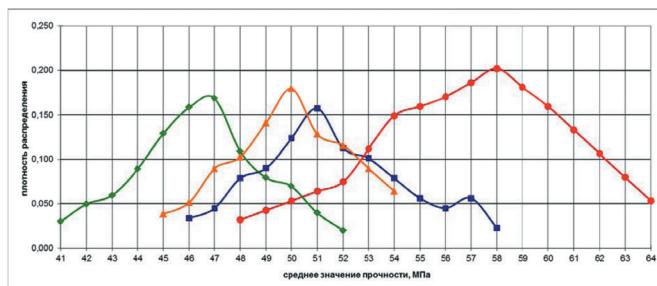


Рис. 2. Кривые плотности вероятностей прочности стальфибробетона на сжатие по экспериментальным данным (образцы – кубы $10 \times 10 \times 10$ см с $\mu_{fv}=2\%$)

для фибр: листовой – зеленый квадрат; фрезерованной – оранжевый треугольник; токарной – синий квадрат; проволочной – красный кружок

При выполнении предполагаемых экспериментальных исследований велись наблюдения за характером разрушения образцов СФБ. При этом разрушение образцов с проволочной и токарной фиброй проходило плавно и вязко без потери формы образца, с фрезерованной фиброй – хрупко с характерным треском и заметными разрушениями образца, с листовой фиброй разрушение СФБ имело характер средний между СФБ с проволочной и фрезерованной фиброй. Описанное поведение образцов СФБ наблюдалось независимо от объемного содержания фибр.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Сравнительный анализ данных позволил оценить прирост прочности СФБ на сжатие R_{fbm} в соотношении с прочностью контрольного бетона R_{bm} , который составил от 10 % до 50 %, что соответствует литературным данным [7,8,9]. Максимальный прирост прочности был получен для СФБ с проволочной фиброй. При этом разброс показателей прочности на сжатие в зависимости от типа фибр относительно невелик. Этот факт еще раз подтверждает то, что прочность СФБ на сжатие в большой степени зависит от характеристик бетонной матрицы.

Прирост прочности СФБ на растяжение при изгибе к прочности исходного бетона составил в среднем 150 ... 200 %. Максимальная прочность СФБ на растяжение при изгибе, как и при сжатии, была получена при использовании проволочной фибры, со снижением на 10 ... 15 % в случае использования токарной, далее СФБ с листовой фиброй, и, со снижением более чем на 30 %, – с фрезерованной фиброй. При увеличении размеров сечения образца прочность на растяжение при изгибе для проволочной, токарной и листовой фибр относительно друг друга несколько сглаживается, но СФБ с фрезерованной фиброй, как и ранее, показал самые низкие характеристики.

Прочность на растяжение при раскалывании превысила показатели исходного бетона на 60 ... 140 %. При этом прочность СФБ с проволочной фиброй, как и в предыдущих случаях, выше, чем для других типов фибр. Показатели прочности СФБ с токарной, листовой и фрезерованной фибрами оказались близки по значениям с небольшим разбросом, особенно для объемного содержания фибр – 1,0 и 1,5 %. Относительно небольшой прирост прочности СФБ для всех типов фибр связан с высокими показателями прочности исходного бетона.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ НАДЁЖНОСТИ ПО СТАЛЕФИБРОБЕТОНУ

Результаты большого объема экспериментальных исследований позволили сделать вывод о высокой стабильности прочностных характеристик СФБ, характеризуемых коэффициентами вариации в пределах. То есть статистическая изменчивость свойств композита – СФБ – заметно ниже, чем традиционного бетона. Однако для обеспечения заданной надежности разрабатываемых элементов конструкций на основе СФБ требуется определить коэффициенты надежности по материалу.

На основе приведенных выше результатов статистической обработки экспериментальных

данных для обеспечения заданной надежности разрабатываемых элементов СФБ (СФЖБК) были определены коэффициенты надежности по сталефибробетону на сжатие в зависимости от типа

рассматриваемых в представляемой работе фибр, объемного процента армирования и геометрии сечения образца из соотношения $R_{fibh}/R_{fb} = \gamma_{fb}$ (таблица 2).

Таблица 2. Коэффициенты надежности по сталефибробетону на сжатие γ_{fb} для различных типов и объемного содержания фибр, в зависимости от размеров сечения

Тип фибр	Токарная			Проволочная			Листовая			Фрезерованная			
	μ_{fb}	1	1,5	2	1	1,5	2	1	1,5	2	1	1,5	2
4×4×16		1,14	1,27	1,12	1,11	1,09	1,14	1,12	1,15	1,12	1,23	1,16	1,19
10×10×10		1,06	1,11	1,14	1,14	1,09	1,15	1,04	1,07	1,16	1,12	1,21	1,11
10×10×40		1,12	1,09	1,18	1,19	1,14	1,17	1,17	1,17	1,13	1,15	1,15	1,21

Аналогично установлены коэффициенты надежности на растяжение при изгибе и растяжении при раскалывании (таблица 3).

Таблица 3. Коэффициенты надежности по сталефибробетону на растяжение при изгибе γ_{fib} и растяжение при раскалывании γ_{fibsh} для различных типов и объемного содержания фибр, μ_{fb} , в зависимости от напряженного состояния

Тип фибр	Токарная			Проволочная			Листовая			Фрезерованная		
Объемный процент армирования $\mu_{fb}, \%$	1,0	1,5	2,0	1,0	1,5	2,0	1,0	1,5	2,0	1,0	1,5	2,0
Напряженное состояние												
Растяжение при изгибе, γ_{fib}	1,06	1,11	1,14	1,14	1,09	1,15	1,04	1,07	1,16	1,12	1,21	1,11
Растяжение при раскалывании, γ_{fibsh}	1,18	1,09	1,18	1,19	1,14	1,17	1,17	1,18	1,13	1,15	1,15	1,21

Дальнейшая обработка данных позволила установить усредненные коэффициенты надежности по сталефибробетону в зависимости от типа фибр и напряженного состояния элемента, из рассматриваемых в представляемой работе (таблица 4).

Для сопоставления расчетных данных прочности СФБ на осевое растяжение и экспериментальных данных прочности СФБ на растяжение при раскалывании в представляемой работе был использован эмпирический коэффициент перехода от прочности на растяжение при раскалывании СФБ к прочности на его осевое растяжение, предложенный в работе [10].

Этот коэффициент составляет от 1,17 до 1,3 в интервале прочности на осевое растяжение СФБ от 1,6

до 5,5 МПа, $R_{bt} = R_{fibsh}/k$. С учетом этих исследований получен коэффициент надежности по СФБ на осевое растяжение $\gamma_{fb} = 1,23$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В СП «Сталефибробетонные конструкции» [1] коэффициент надежности по бетону равен 1,3, такой же коэффициент надежности по бетону приведен и в СП «Бетонные и железобетонные конструкции» [11]. Известно, что в железобетонных конструкциях бетон работает, как правило, в сжатых зонах, но не работает в растянутых, где усилия растяжения восприни-

Таблица 4. Коэффициент надежности по сталефибробетону в зависимости от типа фибр и напряженного состояния образца

Напряженное состояние	Тип фибр			
	Токарная	Проволочная	Листовая	Фрезерованная
Сжатие, γ_{fb}	1,15	1,14	1,16	1,19
Растяжение при изгибе, γ_{fib}	1,17	1,15	1,12	1,21
Растяжение при раскалывании, γ_{fibsh}	1,16	1,13	1,18	1,24

маеет арматура. В то время как в конструкциях на основе сталифибробетона (СФБК) и сжатие, и растяжение передаются на сталифибробетонные сечения со своими сопротивлениями, в сталифиброжелезобетонных конструкциях (СФЖБК) в растянутых зонах сталифибробетонное сечение работает совместно с арматурой. Таким образом, для обеспечения эксплуатационной надёжности СФБК (СФЖБК) целесообразно при их проектировании применение коэффициентов надёжности по сталифибробетону. Несомненно, необходимо продолжить исследования в этом направлении.

Библиографический список

1. СП 52-104-2006*. Свод правил по проектированию и строительству: сталифибробетонные конструкции (к СНиП 52-01-2003). – М.: ФГУП НИЦ «Строительство», 2010. – 80 с.
2. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталифибробетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М., 1987. – 148 с.
3. Шабловский, Е.А. Стальные фибры для дисперсного армирования бетонных конструкций / Е.А. Шабловский. – М., 1990. – 61 с. – (Серия: Конструкции жилых и общественных зданий. Технология индустриального домостроения: обзор. информ. / ВНИИТАГ; вып. 4.
4. ГОСТ 10180–12. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
5. Гмурман, В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика: учебное пособие для вузов / В.Е. Гмурман. – 9-е изд. – М.: Высш. шк., 2003. – 479 с.
6. Венецкий, И.Г. Основные математико-статистические понятия и формулы в экономическом анализе / И.Г. Венецкий, В.И. Венецкая. – М.: Статистика, 1979. – 447 с.
7. Аболиньш, Д.С. Дисперсно хаотически армированный бетон как двухфазный материал и некоторые экспериментальные данные о его прочности при центральном сжатии и изгибе / Д. С. Аболиньш, В. К. Кравинскис // Исследования по механике строительных материалов и конструкций. – Рига: РПИ, 1969. – Вып. 4. – С. 117–123.
8. Куликов, А.Н. Экспериментально-теоретические исследования свойств фибробетона при безградиентном напряженном состоянии в кратковременных испытаниях: автореф. дис. ... канд. техн. наук / А.Н. Куликов. – Л., 1975. – 25 с.
9. Применение фибробетона в строительстве: материалы краткосрочного семинара / под ред. Л.Г. Курбатова. – Л.: ЛДНТП, 1985. – 80 с.
10. Арончик, В.Б. К вопросу о методе косвенного испытания растяжения для бетонов, армированных волокнами / В.Б. Арончик, О.В. Коротышевский, Р.К. Глуде // Фибробетон и его применение в строительстве: сб. науч. тр. – М.: НИИЖБ, 1979. – С. 122–125.
11. СП 63. 13330 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.(с изменениями № 1,2). – М.: Минстрой РФ, 2015 – 303 с.

ПОВРЕЖДАЕМОСТЬ БАЛОЧНЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ДОНБАССА

Е.В. Горохов, В.Ф. Мущанов, А.Н. Миронов, А.М. Алексин, Е.А. Дмитренко, А.С. Волков

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»



Горохов
Евгений Васильевич



Мущанов
Владимир Филиппович



Миронов
Андрей Николаевич



Алексин
Андрей Михайлович



Дмитренко
Евгений Анатольевич



Волков
Андрей Сергеевич

Аннотация. Выполнен анализ повреждаемости балочных мостовых сооружений на автодорогах Донбасса, которые в процессе своей эксплуатации или боевых действий получили дефекты и повреждения, значительно ухудшающие их эксплуатационные качества при пропуске автомобильного транспорта (несущая способность пролетных строений и опор, жесткость пролетных строений, безопасный пропуск транспортных средств и пешеходов). Результаты исследований могут быть использованы для прогнозирования остаточного ресурса и разработки мероприятий по дальнейшей эксплуатации мостовых сооружений.

Ключевые слова: мост, путепровод, промежуточная опора, устой, пролетное строение, балочная разрезная схема, балка, обследование, дефект, повреждение, грузоподъемность, ремонт, восстановление несущей способности.

ВВЕДЕНИЕ

Дорожные искусственные сооружения для пропуска транспорта должны удовлетворять производственные, эксплуатационные, расчетно-конструктивные, экономические и архитектурные требования.

Производственными и эксплуатационными требованиями предусматривается обеспечение удобного и безопасного движения по мостовому сооружению без снижения скорости. Ширина проезжей части и тротуаров сооружения должна соответствовать расчетной пропускной способности с учетом перспективы роста интенсивности движения. Полотно проезжей части должно быть устроено из прочного износостойкого материала. Необходим хороший отвод воды с поверхности полотна. Все сооружения должны иметь конструкцию с длительным сроком службы и удобную для осмотра в процессе эксплуатации.

Расчетно-конструктивные требования направлены на то, чтобы сооружение в целом и отдельные его элементы были прочными, устойчивыми и жесткими.

Необходимо также учитывать срок службы, эксплуатационные условия, расходы на содержание,

ремонт и возможную реконструкцию сооружения. Кроме того, необходимо оценивать имеющиеся местные ресурсы и возможности, а также общие народнохозяйственные условия, влияющие на выбор экономически обоснованного варианта.

Для условий Донбасса строительство объектов, в частности, транспортных сооружений мостового типа, зачастую производится в сложных инженерно-геологических и горно-геологических условиях, характеризуемых:

- участками со значительной толщиной насыпных грунтов техногенного характера с низкими прочностными и деформационными характеристиками;

- практически повсеместным присутствием суглинистых и глинистых грунтов в качестве оснований с низкими физико-механическими и деформационными характеристиками (угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации грунтов);

- просадочными грунтами, при замачивании которых возникает значительная дополнительная просадка основания под подошвами фундаментов;

- значительным повышением уровня грунтовых вод, вплоть до поверхности, вызванных верховодкой от атмосферных осадок и шахтными водами (которые по тем или иным причинам не откачиваются из закрытых и неработающих угольных шахт), что отрицательно сказывается на несущей способности оснований;

- подрабатываемыми территориями от разработки угольных пластов и, как следствие, возникновением мульд сдвижения с появлением вертикальных, горизонтальных деформаций и наклонов земной поверхности.

В связи с этим большинство мостов и путепроводов на автодорогах Донбасса выполнены из сборных железобетонных конструкций, работающих по балочной разрезной схеме, осадки опор которых не вызывают дополнительных усилий в конструкциях.

В современных социально-экономических условиях развития экономики Донбасса стоит острые проблема модернизации и восстановления транспортной инфраструктуры, в том числе на территориях, пострадавших от боевых действий. Поврежденные или разрушенные транспортные сооружения мостового типа затрудняют или полностью блокируют перемещение транспорта, нарушают транспортную инфраструктуру и, как следствие, приносят значительный экономический ущерб государству. В соответствии с [4] пролетные строения и опоры сооружений мостового типа относятся к объектам повышенного класса ответственности СС2 и СС3. В настоящее время актуальной задачей является разработка современных подходов, обеспечивающих быстрое восстановление и реконструкцию транспортных сооружений, поврежденных в процессе эксплуатации и вследствие

боевых действий в Донбассе. В свою очередь, это вызывает необходимость в разработке экономически эффективных конструктивных и технологических решений по восстановлению разрушенных и строительству новых транспортных сооружений (в первую очередь мостовых сооружений).

АКТУАЛЬНОСТЬ ИССЛЕДОВАНИЯ

Большинство строительных объектов промышленного и гражданского назначения Донбасса находится в эксплуатации более 50 лет, что превышает нормативные сроки их службы [9]. Установление новых обоснованных пределов безопасной эксплуатации строительных объектов, а также обеспечение условий нормальной эксплуатации зданий и сооружений требует комплексного инженерного обследования конструкций с квалифицированной оценкой их технического состояния [7, 8].

Важными факторами, оказывающими существенное влияние на скорость износа конструкций строительных объектов, являются агрессивные и температурно-влажностные воздействия климатической и технологической сред, которые существенно влияют на НДС конструкций, их повреждаемость и ремонтопригодность [5, 9]. Дополнительным фактором, влияющим на надежность эксплуатируемых строительных конструкций, являются дефекты и повреждения, полученные зданиями и сооружениями в ходе боевых действий.

В настоящее время на территории городов и районов Донбасса имеется 221 дорожное сооружение. Для мостовых сооружений, эксплуатирующихся на автомобильных дорогах, определение фактической грузоподъемности и остаточного ресурса с учетом их усталостного износа и повреждений на основе анализа НДС конструкций с применением действующих норм проектирования является на сегодняшний день наиболее актуальной задачей.

ХАРАКТЕРНЫЕ ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И ОПОР МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ БАЛОЧНОГО ТИПА В УСЛОВИЯХ ДОНБАССА

В процессе эксплуатации в стальных пролетных строениях мостовых сооружений возникают и развиваются следующие виды дефектов:

- расстройство заклепочных соединений;
- дефекты болтовых соединений;
- дефекты сварных швов;
- местные деформации элементов;
- усталостные разрушения;
- коррозия металла;
- механические повреждения.

Местные деформации (погнутости, вмятины, пробоины, выпучивание стенки и др.) в продольных, поперечных балках и вертикальных элементах возникают при недостаточной их жесткости или действии случайных сил большой величины.

Для стальных разрезных мостовых балок составного сечения толщина стенки не менее 10 мм делает конструкцию устойчивой к влиянию локальных геометрических несовершенств в виде вмятин и хлопунов и допускает несовершенства с параметрами, превышающими предельно допустимые [10, 11].

В сталежелезобетонных пролетных строениях возникают дефекты и повреждения, свойственные и стальным, и железобетонным конструкциям. Так, например, для городского моста через реку Кальмиус по проспекту Ильича в г. Донецке (рис. 1) по результатам обследования были обнаружены значительные дефекты и повреждения, которые образовались в течение 66 лет эксплуатации данного сооружения.

Мост расположен на прямой в плане, а в продольном профиле – на выпуклой вертикальной кривой.

Устои моста – массивные, из монолитного железобетона на свайном фундаменте с обратными стенками, над которыми устроены малые архитектурные формы. Промежуточные опоры моста – массивные, из монолитного железобетона.

Опорные части под несущими конструкциями пролетных строений моста – металлические, стальные. Неподвижные опорные части береговых пролетных строений (шарнирно неподвижные опоры) – тангенциальные и установлены на устоях. Подвижные опорные части береговых пролетных строений (шарнирно подвижные) выполнены из катков диаметром 150 мм. Неподвижные опорные части центрального пролетного строения (шарнирно неподвижные опоры) балансирного типа, установлены на опоре № 4. Подвижные опорные части центрального

пролетного строения (шарнирно подвижные опоры) выполнены из катков диаметром 320 мм на опорах № 3, 6 и диаметром 420 мм на опоре № 5. На опоры № 4, 5 непосредственно опираются только шесть из восьми балок пролетного строения. Две средние балки опираются на домкратные балки.

Пролеты моста перекрыты 3-х-пролетными балочными неразрезными сталежелезобетонными пролетными строениями двух типов:

- в береговых пролетах (0-1-2-3 и 6-7-8-9) по схеме 15,68 + 16,0 + 17,06 (м);
- в центральных пролетах (3-4-5-6) по схеме 33,84 + 37,6 + 33,84 (м).

Главные балки пролетных строений – клепанные, двутаврового сечения. Высота стенки балок составляет 1120 мм для береговых пролетных строений и 1420 мм для центрального пролетного строения. Сечение поясов переменное по длине пролета, изменение достигается за счет постановки дополнительных поясных листов в зонах наибольших изгибающих моментов. По механическим характеристикам и химическому составу металл балок пролетного строения наиболее близок к мостовой стали М16С. В поперечном сечении каждого пролетного строения моста установлено восемь главных балок с шагом 2,0 м и 3,4 м. Продольная, поперечная жесткость, геометрическая неизменяемость и пространственная работа пролетного строения достигаются за счет установки:

- системы продольных связей по нижним поясам главных балок из прокатных уголков;
- системы поперечных связей между главными балками из прокатных уголков;
- железобетонной плиты проезжей части, образующей жесткий горизонтальный связевой диск.

Толщина железобетонной монолитной плиты проезжей части составляет 160 мм (в пролете между балками). Объединение плиты проезжей части с главными балками в одно монолитное сталежелезобетонное сечение осуществляется при помощи жестких упоров из стальных уголков $L 150 \times 100 \times 10$ с шагом от 750 мм до 850 мм в береговых пролетных строениях и от 850 до 900 в центральном пролетном строении.

Тротуарные участки монолитной плиты проезжей части имеют полигональный контур и образуют коммуникационные ниши под тротуарами. Вдоль фасадных граней консольные участки плиты тротуаров поддерживаются продольными балками из двутавра № 45, которые опираются на концы стальных кронштейнов из уголкового проката.

Длина моста (по задним граням устоев) составляет 206,0 м, габарит моста по схеме Г-14 + 2×3,0 (м), подмостовой габарит – 3,0 м. Отверстие моста – 192,0 м. Мост был запроектирован на нормативные временные нагрузки Н-13 и НГ-60, построен



Рис. 1. Общий вид моста через р. Кальмиус по проспекту Ильича в г. Донецке

в 1951 году по проекту треста «Проектстальконструкция», г. Москва, в зоне горных подработок.

Водоотвод с проезжей части моста предусмотрен за счет поперечных уклонов мостового полотна проезжей части к бордюрам и через водоотводные трубы под мост со сбросом вод в р. Кальмиус. Водоотвод из деформационных швов не предусмотрен.

По результатам обследования были обнаружены следующие основные дефекты и повреждения.

В железобетонных конструкциях промежуточных опор и устоев:

- вертикальные трещины в железобетонных подпорных стенах с раскрытием до a_{erc} — 20...30 мм (рис. 2);



Рис. 2. Вертикальные трещины в железобетонной подпорной стене раскрытием до a_{erc} — 20...30 мм. Обширные по площади участки растрескивания, отслаивания и обрушения слоя оштукатуривания поверхностей железобетонной подпорной стены (со стороны опоры № 0)

- разрушения защитного слоя бетона подпорных стен и опор моста, оголение и коррозионный износ арматуры до 5...10 % площади поперечного сечения;

- локальные участки разрушения бетона опор моста на глубину до 40 мм, оголение и коррозионный износ арматуры до 15 % площади поперечного сечения (рис. 3);

- участки отслаивания и обрушения элементов каменной облицовки опор моста;

- обширные по площади участки растрескивания, отслаивания и обрушения слоя оштукатуривания поверхностей железобетонной подпорной стены.

Техническое состояние конструкций подпорных стен и опор моста на период проведения обследования оценивалось для подпорной стены со стороны опоры № 0 как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория), а для опоры и подпорной стены со стороны опоры № 9 — как удовлетворительное (2-я категория).



Рис. 3. Локальные участки разрушения бетона опор моста на глубину до 40 мм, оголение и коррозионный износ арматуры до 15 % площади поперечного сечения.

Растрескивание, отслаивание и обрушение слоя оштукатуривания поверхностей железобетонных опор (опора № 9)

В конструкциях опорных частей пролетного строения:

- интенсивная коррозия деталей опорных частей на береговых опорах №№ 0, 3, 9;

- опорные части на опоре № 1 (шарнирно-подвижные опоры — катки) частично погружены в слой бетона, вследствие чего нарушается их свободное горизонтальное перемещение как подвижных опор вдоль продольных осей балок при воздействии нагрузок на пролетное строение моста;

- опорные части на опорах №№ 3, 6 (шарнирно-подвижные опоры — катки) имеют отклонения от вертикали, превышающие допустимые (рис. 4).

Техническое состояние конструкций опорных частей главных балок пролетного строения на период проведения обследования оценивалось как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория).



Рис. 4. Отклонение катков от вертикали на угол, превышающий допустимый



Рис. 5. Сквозные разрушения бетона монолитной железобетонной плиты проезжей части, оголение и коррозионный износ арматуры до 60 % площади поперечного сечения



Рис. 6. Сквозные разрушения бетона монолитной железобетонной плиты тротуарного блока, оголение и коррозионный износ арматуры до 100 % площади поперечного сечения, обрывы оголенной арматуры



Рис. 7. Коррозионный износ (до 30 %) при опорных участков главных балок в пролетах 0-1; 1-2; 2-3, 3-4, 4-5, 5-6

В монолитной железобетонной плите проезжей части:

- недостаточная величина защитного слоя бетона (дефект изготовления), коррозионные повреждения арматуры со следами коррозии на поверхностях плиты;
- разрушения защитного слоя бетона, оголение и коррозионный износ арматуры до 10 % площади поперечного сечения;
- участки разрушения бетона нижней поверхности плиты на глубину до 60 мм, оголение и коррозионный износ арматуры до 30 % площади поперечного сечения;
- сквозные разрушения бетона плиты, оголение и коррозионный износ арматуры до 60 % площади поперечного сечения (рис. 5);
- локальные участки недоуплотненного пористого бетона монолитной плиты проезжей части;
- сколы бетона в плите на глубину до 20 мм и коррозионный износ арматуры до 5...10 % площади поперечного сечения;
- выщелачивание бетона со следами высолов и образованием соляных наростов на поверхностях железобетонных конструкций;
- поперечные трещины в плите с раскрытием до a_{cre} – 1...2 мм.

Техническое состояние конструкций монолитной железобетонной плиты проезжей части по всей длине моста на период проведения обследования оценивалось как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория).

В монолитной железобетонной плите тротуаров:

- разрушения бетона плиты на глубину до 50 мм, оголение и коррозионный износ арматурных стержней до 40...50 % площади поперечного сечения;
- разрушения бетона на глубину до 80 мм, оголение и коррозионный износ арматуры до 100 % площади поперечного сечения, обрывы оголенной арматуры;
- сквозные разрушения бетона плиты, оголение и коррозионный износ арматуры до 100 % площади поперечного сечения, обрывы оголенной арматуры (рис. 6);
- участки разрушения бетона торцевых частей тротуаров на глубину до 80 мм, оголение и коррозионный износ стержней продольной и поперечной арматуры до 60 % площади поперечного сечения;
- выщелачивание бетона со следами высолов и образованием соляных наростов на поверхностях железобетонных конструкций.

Техническое состояние конструкций монолитной железобетонной плиты двусторонних тротуаров по всей длине моста на период проведения обследования оценивалось как аварийное (4-я категория).

В металлических конструкциях пролетного строения:

- разрушение шва (контакта) объединения стальных главных балок пролетного строения с железобетонной плитой проезжей части во всех пролетах 0...9;
- коррозионный износ (до 30 %) при опорных участков главных балок в пролетах 0-1; 1-2; 2-3, 3-4, 4-5, 5-6 (рис. 7);
- интенсивная коррозия (до 50–70 % потери площади поперечного сечения, местами со сквозной коррозией и 100 % потерей сечения) вертикальных и горизонтальных связей между главными балками – в зонах водоотвода с мостового полотна во всех пролетах 0...9 (рис. 8);
- интенсивная коррозия (до 30 % потери площади поперечного сечения) верхних поясов наружных главных балок Б1 и Б8 в пролетах 2-3, 6-7, 7-8, 8-9 (рис. 9);
- сквозная коррозия нижнего пояса наружных главных балок Б1 и Б8 в пролетах 5-6, 7-8, 8-9;
- интенсивная коррозия стальных кронштейнов и балок, поддерживающих монолитную железобетонную плиту тротуаров, – местами до 100 % (рис. 10);
- разрушение защитного лакокрасочного покрытия на главных балках и элементах связей во всех пролетах.

Техническое состояние конструкций металлических конструкций пролетного строения моста на период проведения обследования оценивалось как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория).

Техническое состояние конструкций мостового полотна оценивалось как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория), вследствие: повреждений асфальтобетонного покрытия в зонах деформационных швов, многочисленных повреждений дорожного полотна тротуаров, увеличенной толщины асфальтобетонного покрытия полотна проезжей части по сравнению с нормативными значениями на 20...60 мм, высоты колесоотбойного ограждения проезжей части (350...400 мм) более чем в два раза меньше нормативной высоты (900 мм) и разрушения гидроизоляции мостового полотна.

Техническое состояние электроосвещения и инженерных коммуникаций, пропускаемых через мост, оценивалось как удовлетворительное (2-я категория).

Техническое состояние системы водоотведения моста оценивалось как непригодное к нормальной эксплуатации (3-я категория) вследствие: уменьшения поперечных уклонов покрытия проезжей части ниже нормативных значений, скопления на покрытии наносного мусора, замусоривания водоотводных трубок, попадания воды на нижележащие металлические и железобетонные конструкции,



Рис. 8. Интенсивная коррозия (до 50–70 % потери площади поперечного сечения, местами со сквозной коррозией и 100 % потерей сечения) вертикальных и горизонтальных связей между главными балками

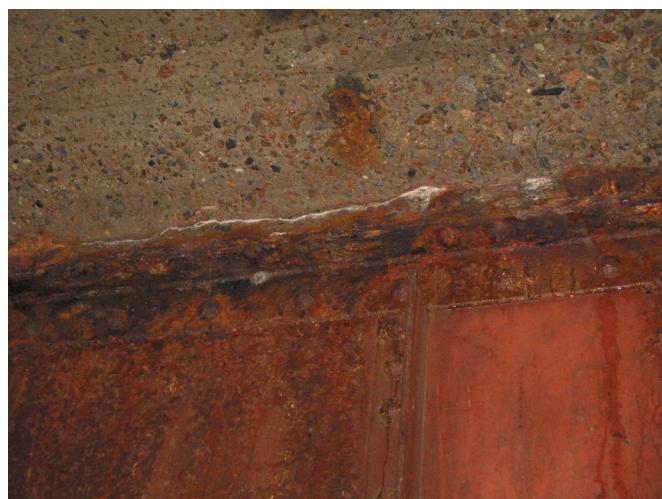


Рис. 9. Интенсивная коррозия (до 30 % потери площади поперечного сечения) верхних поясов главных балок в пролетах 2-3, 6-7, 7-8, 8-9



Рис. 10. Интенсивная коррозия стальных кронштейнов и балок, поддерживающих монолитную плиту тротуаров, – местами до 100 % во всех пролетах 0...9



Рис. 11. Общий вид железобетонного моста на автодороге Т-05-08 Донецк – Новоазовск – Седово, км 54+655



Рис. 12. Разрушение защитного бетона с оголением несущей арматуры и ее коррозия в растянутой зоне балочных элементов пролетных строений



Рис. 13. Обрыв несущей преднатяженной арматуры в растянутых зонах балочных элементов пролетных строений

отсутствия системы водоотвода в деформационных швах, отсутствия водоотвода с полотна тротуаров.

Техническое состояние сопряжения моста с подходами, участков сопряжения проезжей части дороги с ездовым полотном моста и пешеходных дорожек с тротуарами моста оценивалось как удовлетворительное (2-я категория).

По результатам обследования несущих конструкций моста с учетом полученных дефектов и повреждений был произведен расчет его реальной грузоподъемности, которая на данный момент времени не позволяет пропуск по мосту современных транспортных средств, регламентируемых нормами [1]. Максимальный коэффициент перегруза пролетного строения при пропуске транспортных средств типа А-15 и НК-100 по [1] составил 3,08 (от чрезмерного раскрытия трещин в растянутой зоне монолитной плиты проезжей части над промежуточными опорами).

Для железобетонных мостовых сооружений, которые не были повреждены вследствие боевых действий (мост на автодороге Т-05-08 Донецк – Новоазовск – Седово, км 54+655 – см. рис. 11), характерными являются следующие дефекты и повреждения:

- продольные трещины на нижних поверхностях балочных элементов пролетных строений;
- поперечные силовые трещины на поверхностях балочных элементов в растянутых зонах;
- разрушение защитного слоя бетона с оголением несущей арматуры растянутой зоны и ее коррозия (рис. 12);
- обрыв несущей преднатяженной арматуры в растянутых зонах (рис. 13);
- разрушение бетона сжатой зоны в пролете;
- исполнение стыков поперечных ребер для сборных железобетонных элементов выполнено с нарушением проекта.

В железобетонных мостовых сооружениях, поврежденных вследствие боевых действий (путепровод по ул. Б. Макухи в Калининском районе г. Горловки – см. рис. 14), выявлены следующие повреждения:

- полное разрушение промежуточной опоры № 2 из монолитного железобетона (рис. 15);
- разрушение пролетного строения из сборного преднатяженного железобетона между опорами 1-2 и 2-3 вследствие разрушения промежуточной опоры № 2 (рис. 16);
- повреждение промежуточной опоры № 3 вследствие падения на нее пролетного строения между опорами 2-3 (силовые трещины с большим раскрытием в вертикальных стойках в зонах их защемления на фундаментах, значительный крен опоры в сторону пролета 3-4 – см. рис. 17);
- силовые вертикальные трещины по боковым поверхностям ригелей в растянутых зонах промежуточной опоры № 3 и береговой опоры № 4;

- стыки поперечных ребер главных балок из сборного железобетона в неповрежденном пролетном строении (между опорами 3-4) выполнено с нарушением проекта, вследствие чего происходит интенсивный коррозионный износ стыков с дальнейшим разрушением;
- водосточные трубы в неповрежденном пролетном строении (между опорами 3-4) замусорены, вследствие чего не происходит нормальный водоотвод с поверхности мостового полотна путепровода;
- высота колесоотбойного ограждения в 400...550 мм недостаточна по требованиям норм (900 мм) и не обеспечивает безопасный пропуск автотранспорта.

Возможные методы устранения дефектов и повреждений в мостовых сооружениях балочного типа на примере моста через р. Кальмиус по пр. Ильича в г. Донецке

Ремонт железобетонных конструкций промежуточных опор, устоев и плиты проезжей части моста



Рис. 14. Общий вид разрушенного путепровода по ул. Б. Макухи в Калининском районе г. Горловки



Рис. 15. Полное разрушение промежуточной опоры № 2 из монолитного железобетона

заключается в удалении поврежденных слоев арматуры и бетона, подварке новых арматурных стержней к существующим стержням, устройстве опалубки и бетонировании участка монолитных конструкций с дальнейшей побелкой или покраской конструкций в два слоя. Ремонт подпорных стен береговых устоев с трещинами предполагает: расшивку трещин, устройство железобетонной рубашки с дальнейшим оштукатуриванием и покраской конструкций.



Рис. 16. Разрушение пролетного строения из сборного преднапряженного железобетона между опорами 1-2 и 2-3 вследствие разрушения промежуточной опоры № 2



Рис. 17. Повреждение промежуточной опоры № 3 вследствие падения на нее пролетного строения между опорами 2-3. Значительный крен опоры в сторону пролета 3-4

Ремонт аварийной монолитной железобетонной плиты тротуаров предполагает полный демонтаж поврежденной плиты и опорных стальных кронштейнов, поврежденных коррозией, с заменой на новые конструкции. Новое конструктивное решение тротуаров – монолитная железобетонная плита по несъемной опалубке из профилированного настила, опирающегося на новые стальные кронштейны.

Ремонт металлических опорных частей предполагает после максимальной разгрузки пролетного строения – поддомкрачивание главных балок со стороны нижних поясов на опорах моста, очистку всех опорных частей от грязи, продуктов коррозии и слоя бетона, выравнивание шарнирно-подвижных опорных частей-катков в вертикальное проектное положение с последующей установкой главных балок в проектное положение и анткоррозионной защитой.

Для восстановления несущей способности стальных главных балок пролетного строения и системы связей между главными балками предлагается:

- максимальная разгрузка пролетного строения с частичным демонтажем конструкции дорожного полотна в зонах усиления с временным ограничением пропуска транспортных средств по мосту;

- демонтаж участков железобетонной плиты проезжей части над поврежденными коррозией верхними поясами главных балок;

- подведение под нижние пояса ремонтируемых главных балок временные инвентарные сборно-разборные промежуточные опоры;

- поддомкрачивание главных балок через нижние пояса на временных сборно-разборных промежуточных опорах;

- удаление поврежденных коррозией поясных уголков с жесткими упорами для верхних поясов главных балок и поясных уголков нижних поясов балок;

- восстановление проектных поясных уголков путем их соединения с вертикальными стенками балок (через стальные прокладки из листовой стали) на высокопрочных болтах с затяжкой их на проектное усилие;

- восстановление проектных уголков жестких упоров на поврежденных участках верхних поясов с соединением их с поясами высокопрочными болтами;

- удаление поврежденных коррозией элементов поперечных вертикальных и горизонтальных связей между главными балками с заменой на новые элементы с последующим их соединением с фасонками главных балок ручной электродуговой сваркой;

- установка главных балок пролетного строения в проектное положение;

- очистка всех поверхностей металлических конструкций от грязи, продуктов коррозии и окалины с последующим обезжириванием;

- окраска всех поверхностей металлоконструкций;

- восстановление проектного армирования верхней и нижней зоны демонтированных участков железобетонной плиты проезжей части;

- восстановление демонтируемых участков железобетонной плиты проезжей части путем установки щитов опалубки и омоноличивания бетоном класса не менее В15;

- восстановление конструкции дорожного полотна.

ВЫВОДЫ

1. Значительное количество несущих конструкций опор, пролетных строений, конструкций мостового полотна и системы водоотведения мостовых сооружений балочного типа на автодорогах Донбасса находятся в аварийном или непригодном к нормальной эксплуатации состоянии.

2. По состоянию на текущий момент времени в Донбассе требуют восстановления 12 автомобильных мостов и 5 путепроводов, получивших повреждения в результате боевых действий.

3. В настоящее время требуют капитального ремонта 40 автомобильных мостов, 2 пешеходных моста и 24 путепровода.

4. Большинство эксплуатируемых мостов и путепроводов на автодорогах Донбасса не могут пропускать современные транспортные средства, нагрузки от которых регламентируются действующими нормами проектирования.

5. Для стальных разрезных мостовых балок составного сечения с идеальной геометрией наименьшим запасом несущей способности от возможной потери местной устойчивости стенки является их загружение в центре пролета. Смещение расчетной подвижной нагрузки в приопорный отсек увеличивает этот запас до 15 %.

6. Для стальных разрезных мостовых балок составного сечения толщина стенки не менее 10 мм делает конструкцию устойчивой к влиянию локальных геометрических несовершенств в виде вмятин и хлопунов и допускает несовершенства с параметрами, превышающими предельно допустимые.

7. Для оценки степени повреждения пролетных строений и опор сооружений мостового типа на автодорогах Донбасса необходимы дальнейшие работы по их обследованию и оценке технического состояния.

8. Проектные предложения по капитальному ремонту мостов и путепроводов необходимо комплексно увязывать с результатами их обследования, оценкой технического состояния с учетом грузоподъемности и степени повреждения – как отдельного элемента, так и всего сооружения в целом.

Библиографический список

1. ДБН В.1.2-15:2009. *Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження та впливи [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-14:2006 (глава 2 та додатки Л, Д, Ж, П, К, Р); чинні від 2010-03-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с.*
2. ДБН В.2.3-26:2010. *Споруди транспорту. Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3-14:2006; чинні від 2011-10-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с.*
3. ДВН В.2.3-22:2009. *Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст]. – Вводяться на заміну ДБН В.2.3-14:2006; чинні від 2010-03-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 44 с.*
4. ДБН В.1.2-14-2009. *Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст]. – Уведено вперше (зі скасуванням в Україні ГОСТ 2751, СТ СЭВ 3972-83, СТ СЭВ 3973-83, СТ СЭВ 417-83, СТ СЭВ 4868-84); чинні з 2009-12-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.*
5. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. *Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів [Текст]. – На заміну ВБН В.3.1-218-174-2002; чинний від 2010-03-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 54 с.*
6. ДБН В.2.3-6:2009. *Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст]. – На заміну ДБН В.2.3.6-2002; чинні від 2010-03-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 63 с.*
7. Рекомендации по содержанию и ремонту металлических пролетных строений автодорожных мостов [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР, Государственный дорожный проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт. – М.: ЦБНТИ Минавтодора РСФСР, 1983. – 131 с.
8. ВСН 4-81. *Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах [Текст] / Министерство автомобильных дорог РСФСР. – М.: Транспорт, 1981. – 32 с.*
9. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні [Текст] / А. В. Перельмутер, В.М. Гордесев, Є.В. Горохов [та ін.]. – К.: Сталь, 2002. – 166 с.
10. Учет геометрических несовершенств в оценке устойчивости стенок балок мостовых конструкций. [Текст] / А.А. Коваленко. Магистерская диссертация по направлению 08.04.01 «Строительство». – Макеевка, 2017, – 135 с.
11. Мущанов В.Ф., Миронов А.Н., Коваленко А.А. Численные исследования местной устойчивости стенок балок составного двутаврового сечения с локальными вмятинами-хлопунами в пролетных строениях мостовых сооружений. [Текст] / Металлические конструкции. – 2017. – Т. 23. – № 3. – С. 107–121.

ДЛЯ СТУДЕНТОВ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ
ОРГАНИЗАЦИЙ
И ИНЖЕНЕРОВ-СТРОИТЕЛЕЙ



Расчет и проектирование пространственных металлических конструкций: [учебн. пособие] / [Горохов Е. В., Мущанов В. Ф., Назим Я. В. Роменский И. В.]; Под общей редакцией Е. В. Горохова. – Макеевка: ПЦ ДонНАСА, 2011. – 560 с.

ISBN 978-617-599-002-5

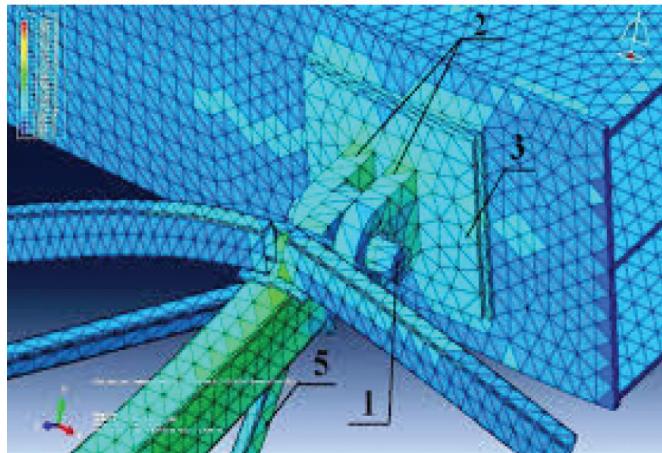
В книге рассмотрены основные аналитические и численные методы строительной механики, наиболее часто используемые в расчетах напряженно-деформированного состояния пространственных металлических конструкций, а также существующие подходы к их проектированию и конструированию, регламентированные нормами стран СНГ (в первую очередь, России и Украины), Евросоюза. Наряду с рассмотрением традиционных подходов к исследованию работы пространственных конструкций в пособии также приведены сведения по теории точечного исчисления, основы кинематического анализа сложных пространственных систем, учет диссипативных свойств систем, обусловленных наличием «полужестких» узлов, упругих опор, упругого основания, предварительно напряженных элементов.

Рекомендовано к печати научно-техническими советами:

- Учебно-методическим объединением СНГ;
- Ученым советом Донбасской национальной академии строительства и архитектуры.

По вопросам приобретения
издания обращаться:
Library@donnasa.ru

СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНЫЙ ЦЕНТР
«ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ»



Предлагаемые инженерные и научно-консультационные услуги:

– исследование напряженно-деформированного состояния, проектирование, обследование и оценка технического состояния:

- листовых конструкций;
- большепролетных покрытий зданий и сооружений;
- каркасов, несущих конструкций промышленных и гражданских сооружений;
- специальных пространственных инженерных несущих сооружений;
- разработка нормативных документов в сфере проектирования пространственных конструкций.

Реализованные проекты и разработки:

– статико-динамические исследования конструкций жесткой ошиновки на ПС «КИЕВСКАЯ»;

– разработка и внедрение системы мониторинга металлоконструкций покрытия стадионов «Донбасс-Арена» в г. Донецке и «Арена Львов» в г. Львове;

– оценка технического состояния и разработка рекомендаций по дальнейшей эксплуатации резервуаров различного назначения;

– комплекс работ, выполненных по договорам с Минрегионом Украины и ООО «Астана-Стройконсалтинг» (Республика Казахстан) по разработке национальных приложений и пособий к Еврокодам;

– разработка комплекта нормативных документов по применению конструкций жесткой ошиновки в открытых распределительных устройствах напряжением 110–750 кВ.

**Наш адрес: Донецкая Народная Республика,
г. Макеевка-23, ул. Державина, ДонНАСА,
СНИПЦ ПК
e-mail: mvf@donnasa.ru**

ДЕЙСТВИТЕЛЬНАЯ РАБОТА СТЕН КРУПНОБЛОЧНОГО ЖИЛОГО ЗДАНИЯ ПРИ НАЛИЧИИ ПОДРАБОТОК

В.В. Губанов, А.Н. Миронов, С.С. Наумец, Я.А. Зикий, А.В. Пчеленко

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

Аннотация. Статья посвящена численному исследованию крупноблочного (КБ) жилого здания при наличии подработок. Особое внимание уделено особенностям создания расчетной модели. Выполнен анализ основных параметров, существенно влияющих на напряженно-деформированное состояние (НДС) здания. В процессе исследования определено НДС межблочных швов и блоков. Разработаны критерии и выполнена проверка трещинообразования по растягивающим напряжениям при различных уровнях подработок. Определены количественные и качественные характеристики трещинообразования в стенах здания.

Ключевые слова: крупноблочное здание, НДС, расчетная модель, межблочные швы, мульда сдвижения, деформации, раскрытие трещин.

ВВЕДЕНИЕ

Строительство крупноблочных зданий велось еще с 30-х годов XX века (рис. 1). В процессе длительной эксплуатации такие здания подвергаются физическому и моральному износу. Одним из наиболее неблагоприятных воздействий в процессе эксплуатации является неравномерная осадка основания вследствие подработок [1]. В имеющейся многочисленной литературе (см., например, [16]) приводятся общие схемы развития трещин в стенах без указания количественных показателей. Для выбора эффективных методов усиления существующих зданий, а также конструктивных мероприятий по защите здания при проектировании необходимо выявление качественных показателей повреждаемости основных несущих конструкций и определение их количественных характеристик.

Это возможно сделать на основе использования конечно-элементных программных комплексов, позволяющих проводить исследования с применением объемных расчетных моделей [2]. На основании анализа такой модели можно получить достоверные данные о напряжениях и деформациях в конструкциях, но возникает задача перехода от параметров НДС к физическим показателям повреждаемости в виде



Губанов
Вадим
Викторович



Миронов
Андрей
Николаевич



Наумец
Сергей
Сергеевич



Зикий
Яна
Александровна



Пчеленко
Ангелина
Викторовна



Рис. 1. Типы КБ зданий, различные по высоте, разрезке стен, виду материала изготовления стен

количества, области распространения и ширины раскрытия трещин. Это дает возможность прогнозировать поведение здания в дальнейшем [3], а при введении в схему элементов усиления возможна оценка их эффективности.

АНАЛИЗ ПОСЛЕДНИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПУБЛИКАЦИЙ

Как показывает проведенный анализ литературных источников, вопросам взаимодействия зданий с деформируемым основанием посвящены многочисленные работы [4, 5, 6, 7]. Авторами были рассмотрены проблемы математического моделирования оснований и фундаментов, а также системного анализа механического поведения строительных объектов. В их трудах изложены методы расчета сооружений, учитывающие переменную жесткость основания, деформируемость грунта и конструкционных материалов, фактор времени и произвольные смещения земной поверхности. Отмечена и в отдельных случаях продемонстрирована важность учета при анализе безопасности конструкций и сооружений процессов трещинообразования. Экспериментально определены факторы влияния многократной подработки на характер и степень повреждений зданий. Однако количественные характеристики повреждаемости, необходимые для прогнозирования технического обслуживания и расчета элементов усиления, изучены недостаточно.

Методы моделирования строительных конструкций зданий и сооружений на различных стадиях их работы имеются в [2, 8, 9]. В них рассмотрены теоретические основы метода конечных элементов как основного расчетного инструмента для моделирования системы «здание – фундамент – основание», много внимания уделено вопросам сходимости, оценки приближенного решения, особенностям применения МКЭ для различных типов конструкций. Использование имеющихся численных методов позво-

ляет определять напряжения и деформации, однако имеется проблема интерпретации результатов расчетов в терминах эксплуатационных параметров повреждений.

ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Целью данной работы является разработка критерии оценки влияния неравномерных осадок на повреждения несущих стен крупноблочных зданий и определение их количественных характеристик для последующего использования при определении эффективности конструктивных мероприятий для их снижения. Для решения данной цели были поставлены следующие задачи: создание адекватной расчетной схемы, исследование НДС для различных групп подрабатываемых территорий, анализ влияния подработок на количественные и качественные показатели повреждаемости наружных стен зданий.

ОСНОВНОЙ МАТЕРИАЛ

1. Влияние деформаций основания на несущие конструкции зданий. Техническое состояние здания напрямую взаимосвязано с деформациями оснований, поэтому по характеру расположения повреждений можно судить об особенностях неравномерных осадок фундаментов [9], которые вызывают следующие виды деформаций зданий: прогиб; выгиб; скручивание коробки; перекос; крен здания. Наиболее характерными повреждениями крупноблочных зданий являются: трещины между наружными и внутренними стенами, отслаивание или выкрашивание раствора в стыках блоков, наличие трещин в теле блоков; нарушение защитного цементного слоя стен, нарушение герметичности в местах сопряжения оконных и дверных коробок со стенами, коррозия закладных металлических деталей и связей, разрушение отмостки [10].

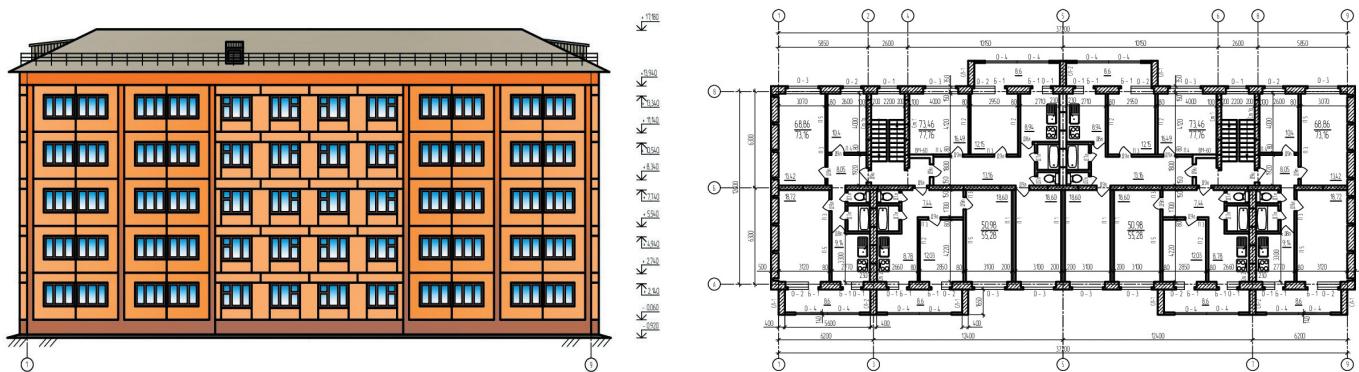


Рис. 2. Фасад и план здания

2. Разработка расчетной модели здания с помощью ПК «ЛИРА САПР».

Объект исследования. Пятиэтажный жилой дом на 30 квартир из крупных блоков (рис. 2) с размерами $37,2 \times 12,6 \times 17,18$ м. Конструктивная схема здания – бескаркасная с продольными несущими стенами. Стены выполнены из крупных блоков: наружные – легкобетонные, внутренние – из тяжелого бетона. Разрезка стен двухрядная.

Методы исследования. Численные исследования были проведены в программном комплексе «ЛИРА-САПР 2013», основой которого является метод конечных элементов (МКЭ), реализованный в форме метода перемещений [8]. С помощью программного комплекса возможно построение объемных моделей, что является определяющим при исследовании пространственных деформаций зданий. Здание моделировалось в объемном напряженном состоянии. Признак схемы 5 – пространственные схемы с 6 степенями свободы в узле.

Разбивка схемы сеткой конечных элементов. Точность расчета зависит от подходящего типа конечного элемента (КЭ) и оптимальной сетки разбивки. Так как решаемая задача имеет большую размерность, была принята сетка $\approx 1 \times 1$ м (рис. 3).

Стены и фундаменты смоделированы объемными телами с типом КЭ – 36, плиты перекрытия,

покрытия и лестничные площадки смоделированы четырех- и трехузловыми пластинами с КЭ – 44 и 42. Перегородки, лестничные марши и кровля не моделировались, нагрузка от них включалась в постоянную. Задание жесткостных характеристик всех КЭ выполнялось в соответствии с проектными решениями.

Моделирование швов крупноблочного здания.

В настоящее время нет однозначных рекомендаций о том, стоит ли учитывать стыки при расчете крупноблочного здания. Поэтому при исследовании были разработаны три расчетные модели. Первая (базовая) модель выполнена с монолитной схемой соединения блоков. Во второй модели для создания шарнирного соединения между блоками была выполнена расшивка узлов с последующим объединением соответствующих перемещений этих узлов (для горизонтальных швов – z, ux, uy, для вертикальных – x, z, ux) [3]. Третья модель – со швами, смоделированными пластинами с жесткостными характеристиками раствора шва (горизонтальные швы с модулем деформации E = 2200 МПа, коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$, толщиной H = 1,5 см, удельной плотностью $\gamma = 0,018$ МН/м³; вертикальные швы с модулем деформации E = 2200 МПа, коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$, толщиной H = 5 см). Т. к. первая и вторая модели не смогли дать адекватную картину НДС, в качестве расчетной модели была принята третья. Швы были смоделированы прямоугольными пластинами КЭ – 41 с жесткостными характеристиками, описанными выше.

Совместная работа здания с грунтовым основанием. Особенно эффективно при расчете зданий в сложных грунтовых условиях применение модели переменного коэффициента жесткости – модель

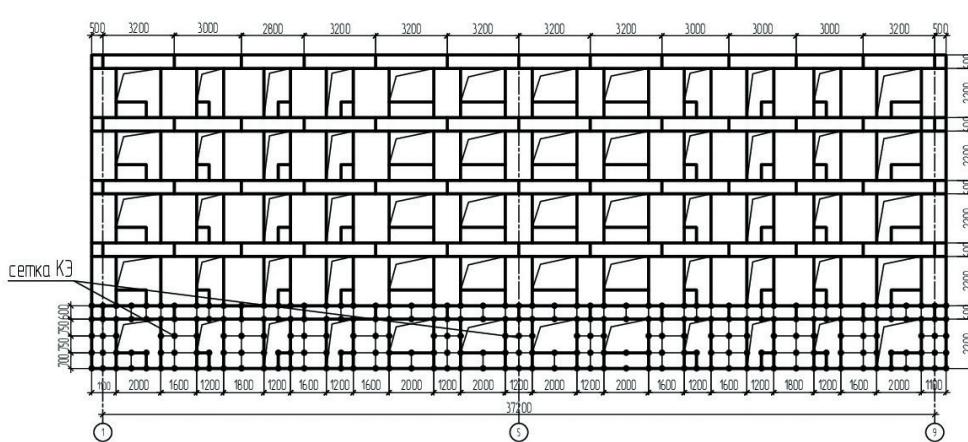


Рис. 3. Разбивка стены по оси А на конечные элементы

Фусса – Винклера [11]. Основным параметром, характеризующим упругие свойства оснований, является коэффициент упругого равномерного сжатия C_s , определяемого по формуле согласно [12]:

$$C_z = \frac{P_{cp}}{S}, \text{ kH/m}^3$$

где P_{cp} – среднее равномерно распределенное давление под подошвой фундамента, кПа;

S – осадка основания, определяемая методом послойного суммирования линейно-деформируемого полупространства, м.

Согласованная система координат. Расчет производился с учетом согласования осей. Местные оси каждого элемента были сонаправлены в соответствии с глобальной системой координат для упорядочивания напряжений в КЭ.

Граничные условия закрепления моделей. Закрепление здания, моделирующее опирание на основание, обеспечивалось в плане связями (по x , y) по углам здания в узлах. Так как опирание плит на стены шарнирное, была выполнена расшивка узлов опирания с последующим объединением соответствующих перемещений этих узлов (x , y , z , u_x , u_y , u_z). Общий вид объемной модели здания показан на рис. 4. Полученная модель содержит 35 666 элементов и 34 814 узлов.

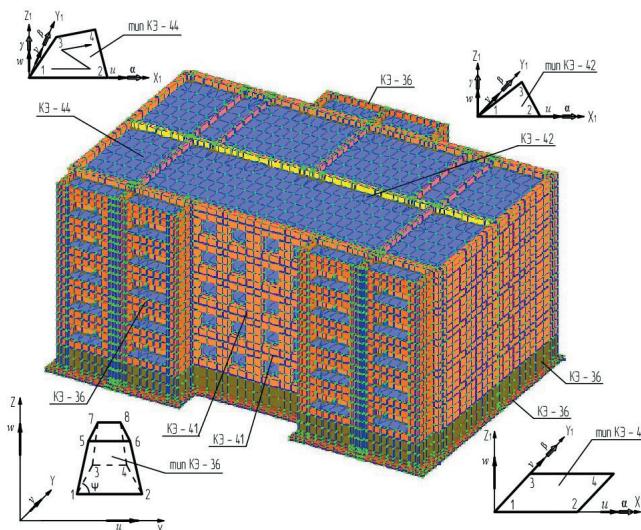


Рис. 4. Расчетная модель. Общий вид и описание КЭ

Задание нагрузок. Сбор постоянных и времен-
ных нагрузок выполнялся согласно [15]. Статические
воздействия задавались как в виде сосредоточенных
сил (от лестничных маршей на площадки), так и в
виде равномерно распределенных нагрузок (на эле-
менты перекрытия и покрытия). Учитывались следу-
ющие нагрузки: постоянная нагрузка на перекрытие,

покрытие, на стены от кровли, нагрузка от бокового давления грунта, временная полезная, ветровая и снеговая.

В качестве аварийных нагрузок принята мульда сдвижения земной поверхности. Схема вертикальных перемещений земной поверхности при подработке в виде параболического цилиндра. Аварийная нагрузка задавалась в виде заданных перемещений непосредственно на узлы КЭ подошвы фундамента согласно [13] по формуле:

$$y_i = \frac{n_p \times m_p \times x^2}{2 \times R}, M$$

где n_p – коэффициент для расчета смещений и деформаций (при кривизне p);

m_p – коэффициент условий работы, при расчете зданий на действие деформаций земной поверхности;

x – расстояние от точки, которая рассматривается, до центральной оси здания, м;

R – радиус кривизны, м.

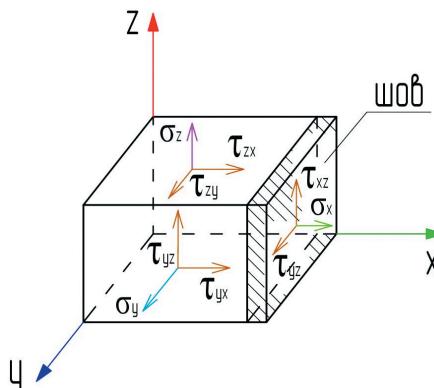


Рис. 5. Направление напряжений в блоке и шве

3. Исследование НДС для различных групп подрабатываемых территорий. В результате расчета был выполнен анализ полученных данных по изополям перемещений и напряжений (рис. 5), по эпюрам усилий и прогибов, по главным и эквивалентным напряжениям. По итогам расчета выполнена проверка межблочных швов (рис. 7) и блоков (рис. 10) на раскрытие трещин [1].

Условие появления трещин в швах согласно [14]:

$$\sigma_x \geq R_I$$

где σ_x – нормальные напряжения в швах, МПа;
 R_t – расчетное сопротивление раствора шва
 растяжению, МПа.

Для трещин принималось, что ширина раскрытия трещин в швах равна упругой деформации блока при напряжениях, превышающих расчетное сопротивление.

$$\delta = \Delta l = \frac{\sigma_{lx} \times l_0}{E}, \text{ м},$$

где δ – ширина раскрытия трещин, м;
 σ_x – напряжение материала, МПа;
 l_0 – длина блока до деформации, м;
 E – модуль упругости материала, МПа.

В результате исследования был выполнен расчет нормальных и главных напряжений (рис. 6, 7) и рассчитана ширина раскрытия трещин в швах для выпуклой и вогнутой мульды для радиуса кривизны 1, 3 и 7 км, соответствующих I и II группе подрабатываемых территорий, согласно [13].

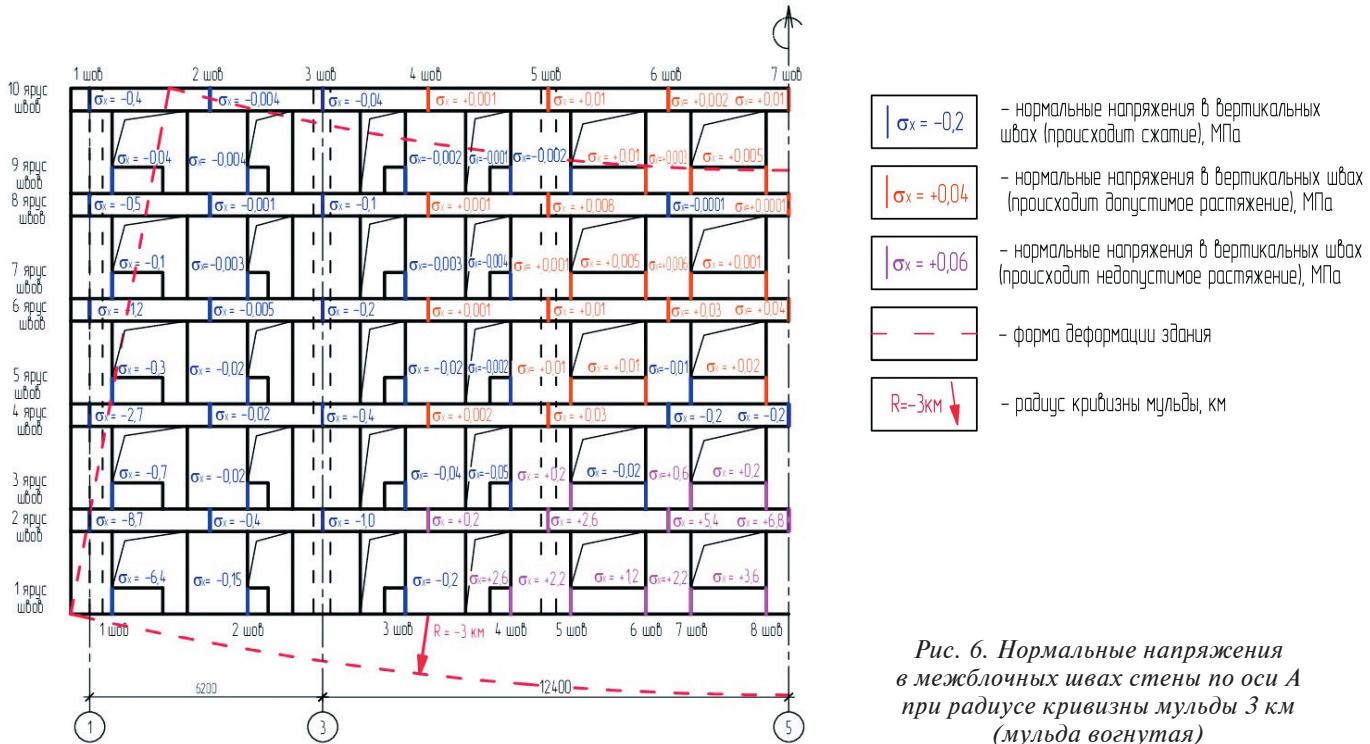


Рис. 6. Нормальные напряжения в межблочных швах стены по оси А при радиусе кривизны мульды 3 км (мульда вогнутая)

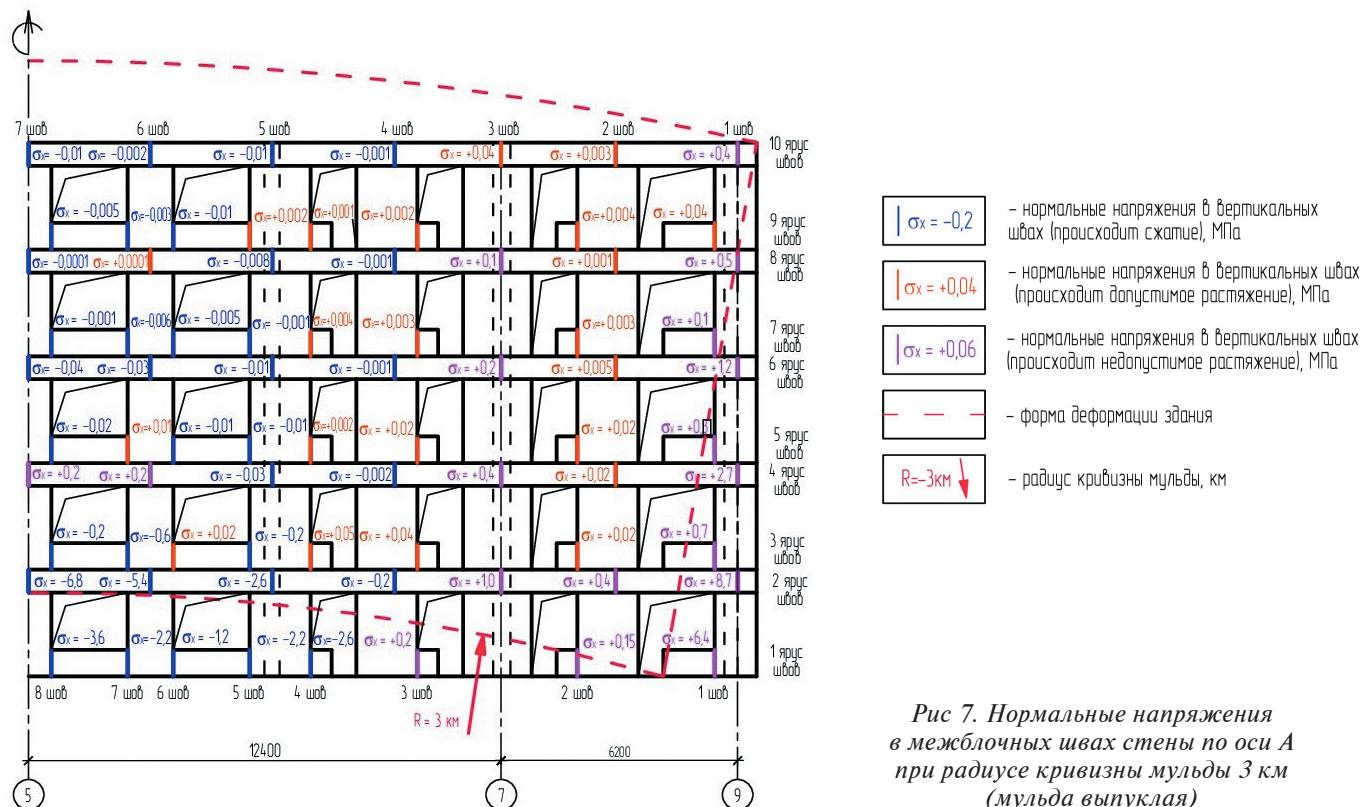


Рис. 7. Нормальные напряжения в межблочных швах стены по оси А при радиусе кривизны мульды 3 км (мульда выпуклая)

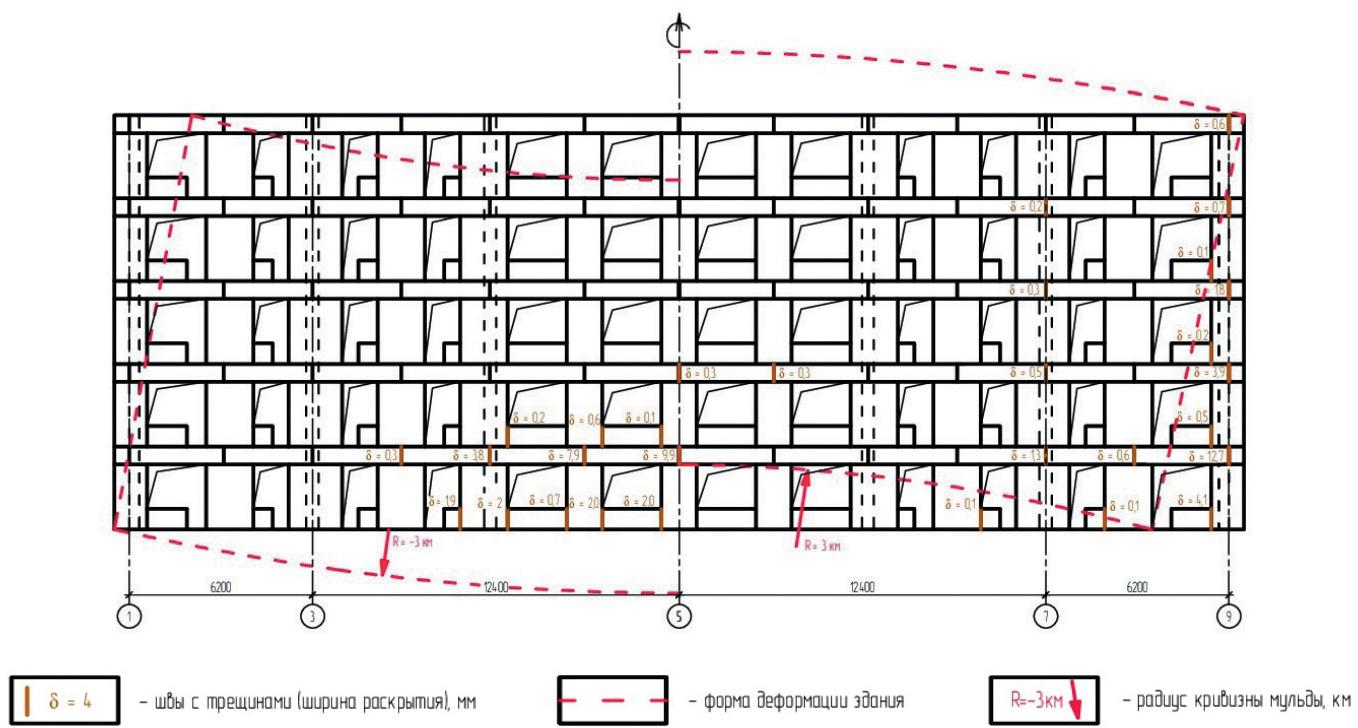


Рис. 8. Ширина раскрытия трещин в межблочных швах стены по оси А при радиусе кривизны мульды 3 км (мульда вогнутая – слева от центральной оси здания, мульда выпуклая – справа)

Так как швы с трещинами выключаются из работы стен, была выполнена корректировка модели и определено возникновение трещин в самих блоках. Для этого в расчетной схеме жесткостные характеристики данных швов были изменены (модуль упруго-

сти принят 1 МПа) и выполнен расчет главных напряжений в блоках (рис. 9). Так как по направлению шва напряжения σ_x близки к 0, то в расчет главных напряжений включены только составляющие σ_z , σ_y и σ_{zy} (рис. 10).

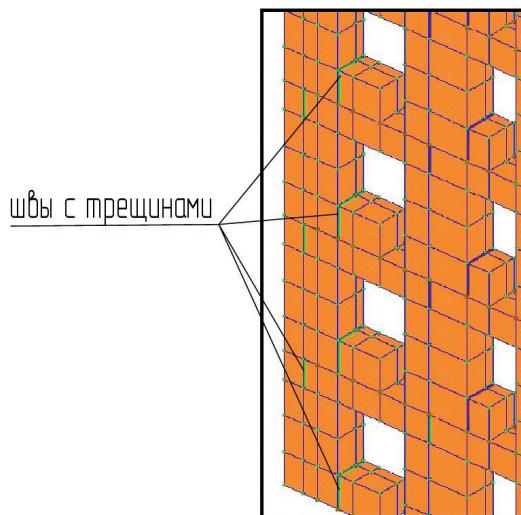


Рис. 9. Моделирование швов с трещинами

Главные напряжения в блоках определялись по формуле:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \times \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}}$$

где σ_z , σ_y – нормальные напряжения в блоках по осям z, y, МПа;

τ_{zy} – касательные напряжения в блоках, МПа.

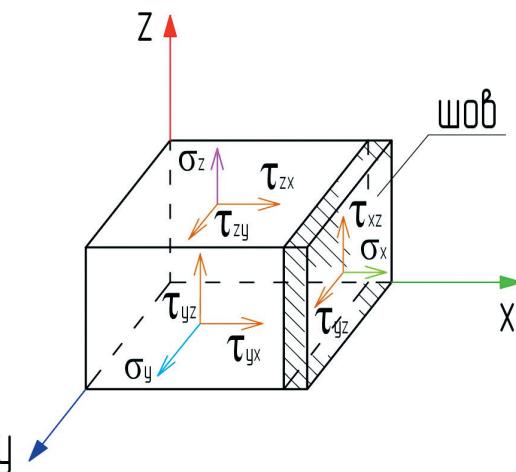


Рис. 10. Направление напряжений после образования трещин в швах

Результаты расчета главных растягивающих напряжений в блоках представлены на рис. 11, схема блоков с трещинами – на рис. 12

4. Анализ влияния подработок на количественные и качественные показатели наружных стен зданий. В результате анализа расчета были выявлены зоны напряжений, превышающих предельно

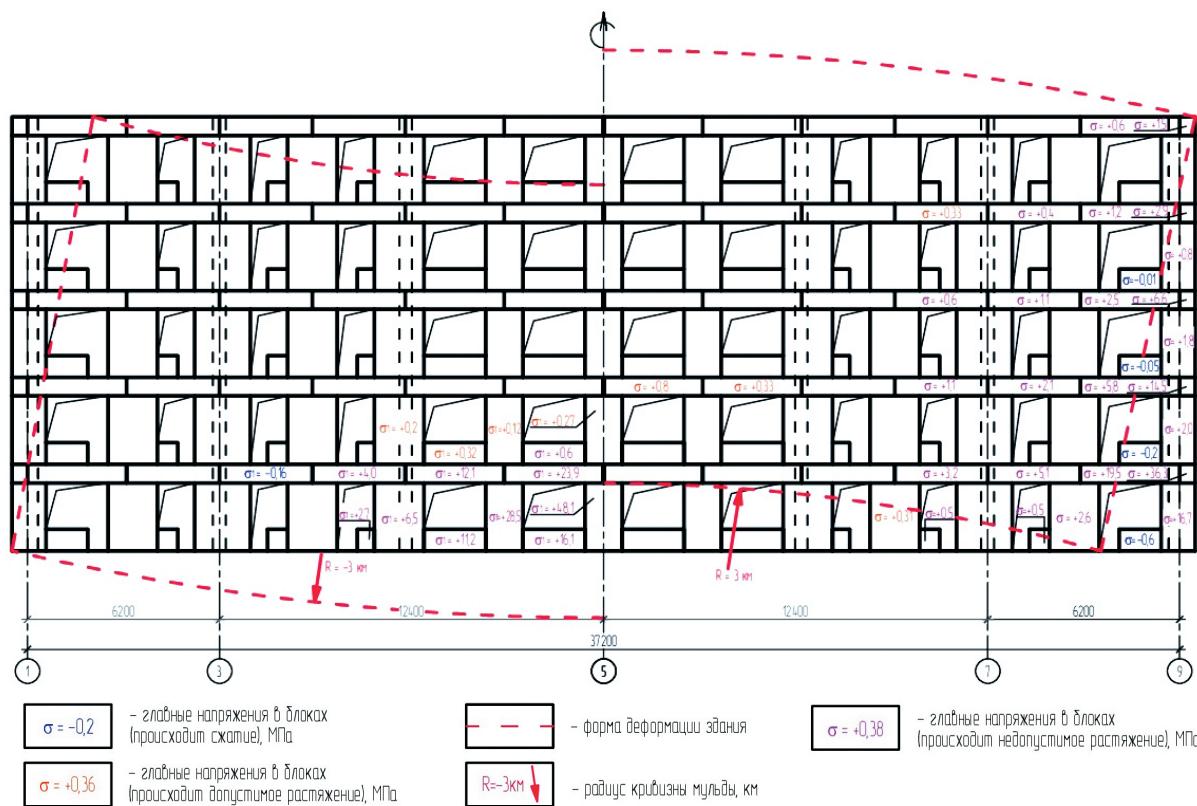


Рис. 11. Главные напряжения в блоках стены по оси А при радиусе кривизны мульды 3 км (мульда вогнутая – слева от центральной оси здания, мульда выпуклая – справа)



Рис. 12. Блоки стены по оси А с трещинами при радиусе кривизны мульды 3 км (мульда вогнутая – слева от центральной оси здания, мульда выпуклая – справа)

допустимые значения для материала конструкций, которые совпали с местами образования трещин и зонами наибольших дефектов реальных КБ зданий. С изменением группы подработок увеличивается ширина раскрытия трещин в швах, начинают образовываться сквозные трещины в простеночных и перемычечных блоках, происходят смещения блоков.

В результате исследования был выполнен сравнительный анализ влияния подработок на количественные и качественные характеристики повреждаемости наружных стен КБ здания в зависимости от уровня подработки территории (рис. 11 –



Рис. 13. Максимальное раскрытие трещин в швах



Рис. 15. Количество блоков с трещинами

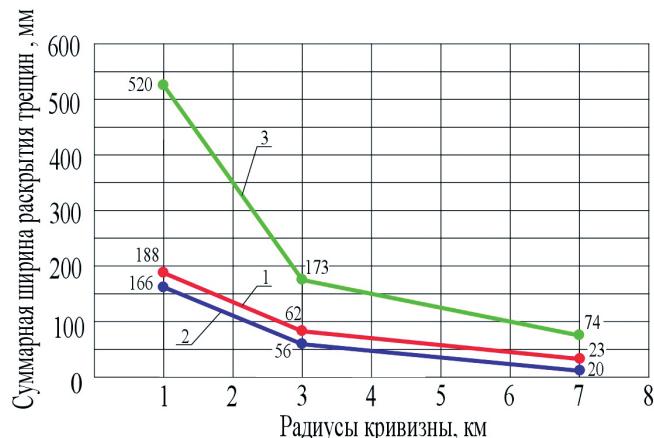


Рис. 16. Зависимость суммарной максимальной ширины раскрытия трещин в одном уровне

рис. 16). На рисунках цифрами обозначено: 1 – при выпуклой мульде сдвижения, 2 – при вогнутой мульде сдвижения, 3 – при отсутствии упругих деформаций материала. Данные приведены для стены по оси А, количество блоков в стене – 115 шт., количество вертикальных швов – 150. Для использования полученных результатов при других типах неравномерных осадок основания следует перейти к относительной осадке (отношение разности перемещений к половине длины здания).

Относительная осадка составляет 0,015 для радиуса 1,0 км; 0,005 для радиуса 3,0 км; 0,002 для радиуса 7,0 км.



Рис. 14. Количество швов с трещинами

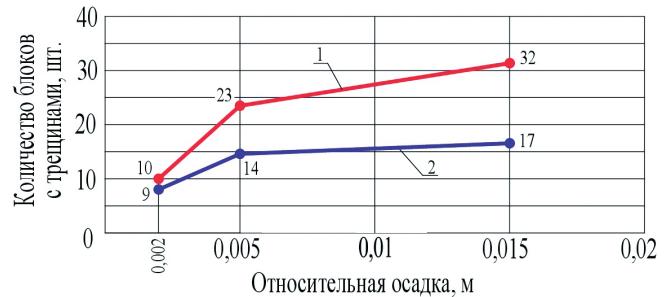
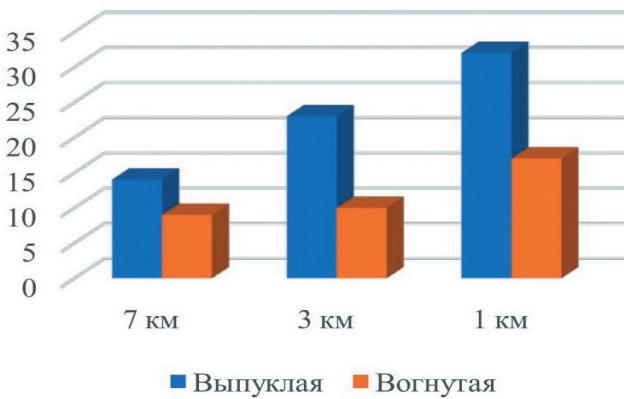


Рис. 17. Процент поражения стены трещинами в зависимости от радиуса мульды



ВЫВОДЫ

1. При создании расчетной модели следует особое внимание уделять вопросам, которые могут существенно повлиять на картину НДС КБ здания, таким как:

- разбивка сетки КЭ;
- моделирование межблочных швов КБ здания;
- совместная работа здания с грунтовым основанием;
- граничные условия закрепления моделей.

2. Как показал численный анализ КБ здания, под действием постоянных и временных нагрузок происходят равномерные осадки основания до 2 см, которые не опасны (трещины в стенах не образуются). При задании в схему аварийных нагрузок от подработок возникают большие и неравномерные осадки основания (максимальные осадки при радиусе кривизны мульды 7 км – 4 см, при радиусе 3 км – 9 см, при радиусе 1 км – 27 см), которые приводят к образованию трещин в межблочных швах и блоках КБ здания.

3. В результате расчета трещинообразования (определения наличия трещин и их ширины раскрытия) выявлено следующее:

- максимальная ширина раскрытия трещин: при радиусе кривизны 1 км составляет 37 мм, при радиусе 3 км – 13 мм, при радиусе 7 км – 5 мм.
- деформации при действии выпуклой мульды выше по сравнению с вогнутой: больше количество межблочных швов с трещинами (6 шт. при радиусе кривизны 1 км), количество блоков с трещинами (15 шт.), суммарная ширина раскрытия трещин по стене (разность 22 мм).

4. Предложенный способ моделирования повреждений крупноблочных зданий может быть использован для исследования НДС при определении эффективности конструктивных мероприятий по снижению трещинообразования в стенах.

Библиографический список

1. Крупноблочное строительство в Ленинграде / ред. Б.Д. Васильев, К.Д. Халтурин, И.М. Чайко, С.Л. Голубев, И.Г. Доброхотов, К.К. Крупица, Л.А. Погоржельский, А.А. Постников, Ю.В. Ширый. – Ленинград, 1957. – 95 с.
2. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – М.: АСВ, 2009. – 360 с.
3. Жук Ю.Н. Особенности проектирования крупнопанельных зданий с применением программных платформ для информационного моделирования (BIM) и программных комплексов расчета конструкций / Ю.Н. Жук, В.В. Курнавин, Ю.В. Панасенко // Жилищное строительство. – 2017. – № 5. – С. 20–25.
4. Шашкин В.А. Эффекты взаимодействия оснований и сооружений // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2012. – № 14. – С. 141–167.
5. Кашеварова Г.Г. Численное моделирование деформирования и разрушения системы здание-фундамент-основание / Г.Г. Кашеварова, Н.А. Труфанов. – Екатеринбург-Пермь: УрО РАН, 2005. – С. 225.
6. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996. – 203 с.
7. Канальдин Т.Е. Взаимодействие здания с деформируемым основанием при многократной подработке: автореферат дис. ... кандидата технических наук (05.23.02). – Санкт-Петербург, 1992. – 27 с.
8. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К: Сталь, 2002. – 600 с.
9. Шутенко Л.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник / Л.Н. Шутенко, А.Г. Рудь, О.В. Кичаева. – Харьков: ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015. – 501 с.
10. Инструкция по технической эксплуатации крупноблочных жилых домов / изд. МЖКХ. – РСФСР, 1968. – 88 с.
11. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений/ НИИСК Госстрой СССР. – К.: НИИСК, 1977. – 33 с.
12. ДБН В.2.1-10-2009 Основания и фундаменты зданий и сооружений / Издание официальное. – К.: Минстрой Украины, 2000. – С. 90.
13. ДБН В.1.1-5-2000 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах / Издание официальное. – К.: Минстрой Украины, 2000. – 72 с.
14. ДБН В.2.6-98~2009 Бетонные и железобетонные конструкции / Основные положения. Издание официальное. – К.: Минстрой Украины, 2009. – 75 с.
15. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 58 с.
16. Кучеренко В.А. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий. М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1988. – 140 с.

СОСТОЯНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БАШЕННОГО КОПРА КЛЕТЕВОГО СТВОЛА № 4 ШАХТЫ им. В.И. ЛЕНИНА (г. Макеевка) ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В.М. Левин ^а, д.т.н., проф.; В.Н. Гулейчук ^б, к.т.н.; А.С. Волков ^а, к.т.н., доц;



Левин
Виктор Матвеевич



Гулейчук Виктор
Николаевич



Волков
Андрей Сергеевич

Е.А. Дмитренко ^а,
к.т.н., доц.;
А.В. Недорезов ^а,
С.Н. Машталер ^а,
С.В. Шабельник ^а

^а ГОУ ВПО «Донбасская
национальная академия
строительства
и архитектуры»

^б ГУ «Донгипрошахт»



Дмитренко
Евгений Анатольевич



Недорезов Андрей
Владимирович



Машталер Сергей
Николаевич



Шабельник Сергей
Вячеславович

Аннотация. Представлены результаты технического обследования строительных конструкций башенного копра клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина в г. Макеевке. Выполнен анализ конструктивных решений сооружения. Рассмотрены условия его эксплуатации за последние 59 лет, а также в условиях планируемого режима в составе водоотливного комплекса с погружными насосами. Описаны наиболее опасные дефекты и повреждения основных несущих конструкций и основные причины их появления. Представлены результаты определения прочности бетона в конструкциях. Даны общие выводы по результатам обследования.

Ключевые слова: башенный железобетонный копер, техническое состояние, дефекты и повреждения, агрессивная среда, переоборудование, капитальный ремонт, надежность.

ВВЕДЕНИЕ

Башенные железобетонные копры – основные, наиболее ответственные и дорогостоящие сооружения угледобывающих комплексов. Они предназначены для размещения подъемных машин для угля и породы и их вспомогательного оборудования, других элементов подъемных установок, оборудования выдачи поднятых ископаемых. Они являются элементами вентиляционной сети шахты [1,2,3].

В довоенный период в Донецкой области работало 37 шахт, сейчас добывают уголь с разной нагрузкой только 18. В 2014...2018 гг. на некоторых закрытых шахтах не производился водоотлив, что привело к существенному поднятию уровня шахтных вод, что в свою очередь может в последующем привести к экологической техногенной катастрофе. Именно поэтому актуален вопрос об организации водоотлива на этих шахтах и возможности использования башенных копров для этой цели. Предполагается для этого их переоборудование — демонтаж подъемных установок вместе с сопряженным с ними оборудованием и размещение в копре оборудования водоотлива. Естественно, это вызовет изменение напряженно-деформированного состояния конструкций копра; решение о возможности такого мероприятия невозможно принять без учета действительного состояния этих конструкций.

Ситуация усугубляется тем, что башенные копры большинства шахт работают уже 40...50 и более лет, что соответствует их нормативному сроку эксплуатации. Кроме того, в последние годы они не эксплуатируются и их плановые ремонты не проводятся. Для оценки их надежности после длительной работы и периода после выведения из эксплуатации необходимо обследование их технического состояния и эксплуатационной пригодности для обеспечения дальнейшей надежной эксплуатации.

В подобной ситуации находится железобетонный башенный копер клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» (г. Макеевка). Он служил для размещения клетевой подъемной установки и вспомогательного оборудования и представлял собой башенное сооружение высотой 56,7 м с размерами в плане в крайних осях 18,0×18,0 м с несущими наружными и внутренними монолитными железобетонными стенами. Толщина наружных стен — 300 мм в нижней зоне и 200 мм — в верхней. Стены образуют в плане девять ячеек, три — вдоль буквенных и три — вдоль цифровых осей. Через центральную ячейку (так называемую внутреннюю шахту) производится подъем ископаемого, спуск-подъем людей и грузов, подача свежей воздушной струи в шахту (при нормальной работе вентиляционной струи) и выброс воздуха в режиме ее реверсирования (во время подземного пожара). Внутренняя шахта имеет размеры в плане 5,0×6,5 м. Внутренние и наружные стены образуют единую монолитную складчатую систему многосвязного поперечного сечения. Перекрытия и покрытие образуют диски жесткости.

На отм. +0,000 м и +9,700 м располагаются монолитные железобетонные перекрытия балочного типа с монолитными железобетонными балками,

расположенными вдоль строительных осей, и монолитной плитой толщиной 100 мм. На отм. +17,200 м, +21,700 м, +26,300 м, +32,300 м, а также +40,700 м — монолитные железобетонные перекрытия толщиной 100 мм по стальным балкам из прокатных двутавров. Конструкции покрытия копра на отм. +53,000 м выполнены в виде монолитного железобетонного диска жесткости балочного типа с главными балками вдоль буквенных осей пролетом 18,000 м с размерами поперечного сечения 2,00×0,25 м. Общий вид башенного копра представлен на рис. 1.

На отм. +40,700 м установлена подъемная машина на клетевого подъема: МК-3,25×4. На отм. +32,300 м установлены отклоняющие шкивы подъемной машины. Также на перекрытиях установлено вспомогательное оборудование (компрессоры, маслостанции, воздухосборники, аппаратура управления оборудованием и т. д.).

Указанный копер введен в эксплуатацию в 1968 г. и эксплуатировался по назначению до 2012 г.

В 2015...2018 гг. стал вопрос о частичном затоплении шахты до горизонта -250 м от поверхности земли, для чего необходимо переоборудование копра (демонтаж всего оборудования с устройством нового водоотливного комплекса с погружными насосами). При этом существенно изменяется режим эксплуатации сооружения, а также схемы приложения новых нагрузок от технологического оборудования.



Рис. 1. Общий вид башенного копра клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке

Все это существенно изменяет НДС сооружения в целом и требует проведения комплекса мероприятий по исследованию его действительного технического состояния после длительного периода эксплуатации (59 лет), а также обеспечения его надежной эксплуатации в составе водоотливного комплекса с погружными насосами в течение последующих 50 лет.

Исследование технического состояния основных строительных конструкций этого копра выполнялось специалистами СНПЦ «СВиС» ДонНАСА в марте-апреле 2017 г. Работы по оценке состояния конструкций копра выполнялись в 2 этапа: 1-й этап – выполнение обследования строительных конструкций башенного копра с выявлением основных дефектов и повреждений, их фотофиксацией, составлением схем дефектов и повреждений основных строительных конструкций, определение действительных размеров конструкций и схем их расположения, прочности бетона неразрушающими методами с применением приборов ГПНС-05 и молотка Кашкарова, а также армирования конструкций путем вскрытия отдельных наименее нагруженных участков (представлены в данной статье); 2-й этап – выполнение поверочного расчета пространственной расчетной схемы сооружения с учетом приложения новых технологических нагрузок, действительных геометрических размеров, а также прочности бетона и армирования конструкций, полученных на 1-м этапе.

Особое внимание при обследовании уделялось конструкциям фундаментов, особенно опорных балок, на которые опираются все внутренние стены и опирающиеся на них конструкции, а также зонам опирания опорных балок и балок машзала на несущие стены, на которые планировалось передавать нагрузки от нового оборудования водоотливного корпуса [1,2,3].

Существенное влияние на техническое состояние монолитных конструкций здания оказали дефекты конструкций, полученные в результате некачественного выполнения бетонных работ. В этой связи можно указать:

- дефектные швы бетонирования стен фундаментов и конструкций перекрытия;
- участки непровибрированного крупнопористого бетона (щебеночные гнезда глубиной до 70×100 мм);
- недостаточный защитный слой бетона в массивных конструкциях фундаментных стен и опорных балок перекрытия на отм. 0,000 м.

При дальнейшем развитии исходных дефектов и нарушения гидроизоляции стены фундаментов и узлов сопряжения с балками перекрытия появились протечки грунтовых вод. Это в дальнейшем привело к появлению участков с разрушениями защитного слоя бетона глубиной до 40 мм в местах протечек с обнажением и коррозионным износом рабочей арматуры до 30 % поперечного сечения (рис. 2, 3).

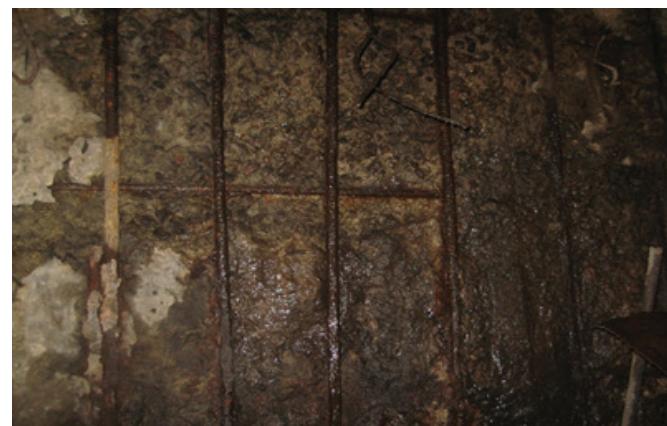


Рис. 2. Участки разрушения защитного слоя бетона глубиной до 40 мм в местах протечек грунтовых вод с обнажением и коррозионным износом рабочей арматуры до 30 % поперечного сечения в стенах фундаментов



Рис. 3. Протечки грунтовых вод в местах опирания монолитных балок перекрытия на отм. +0,000 м на стены фундаментов

При длительном периоде эксплуатации конструкций башенного копра (в течение 56 лет) неоднократно проводилась модернизация с заменой технологического оборудования, для установки которого и пропуска коммуникаций выполнялась пробивка проемов в перекрытиях, стенах наружной и внутренней оболочек, что привело к появлению дополнительных мест концентрации и перераспределения напряжений.

Также протечки грунтовых и технологических вод, воздействие угольной пыли, которая, попадая в трещины и абсорбируя влагу, разлагается с выделением серной кислоты и органических кислот, приводят к интенсивной коррозии бетона и арматурной стали. Примером такой коррозии являются участки повреждений конструкций монолитных балок перекрытия на отм. +0,000 м с разрушением защитного слоя бетона на глубину до 40...50 мм, обнажением и коррозионным износом рабочей арматуры до 15...20 % поперечного сечения и до 100 % поперечного сечения поперечной (рис. 4).



Рис. 4. Коррозия железобетона конструкций монолитных балок перекрытия на отм. +0,000 м в результате воздействия воды с разрушением защитного слоя бетона на глубину до 40...50 мм, обнажением и коррозионным износом рабочей арматуры до 15 % поперечного сечения и до 100 % поперечного сечения поперечной арматуры

Существенное влияние на появление повреждений внутренней оболочки оказывает воздействие воды от брызг с канатов и водяных паров, которые оседают на поверхностях конструкций в виде конденсата, а также воздействия минерализованных вод с высоким содержанием сульфатов, хлоридов и др. [1,2,3]. При длительном воздействии данных факторов на поверхности конструкций это приводит к сульфатной коррозии бетона и коррозионному повреждению арматурной стали при длительной эксплуатации.

Выявлены также большие по площади участки с протеканием машинного масла трансформаторов



Рис. 5. Коррозия железобетона конструкций монолитных второстепенных балок перекрытия на отм. +0,000 м в результате воздействия воды и машинного масла

на конструкции плит и балок перекрытий, а также стены копра, которые содержат агрессивные компоненты и приводят к значительному снижению прочности бетона в конструкциях – до 20 % (рис. 5).

Отмечается, что в конструкциях башенных копров отсутствуют специальные конструктивные мероприятия по защите конструкций от вредных технологических факторов (гидроизоляции перекрытий, отвода технологической воды и машинного масла), которые могли бы обеспечить их нормальные условия при эксплуатации [1].

Металлоконструкции балок перекрытия и косоруков лестничных клеток за длительный период эксплуатации в агрессивной среде получили повреждения в виде разрушения защитных лакокрасочных покрытий до 70...100 % защищаемой поверхности с коррозией металлических балок, на отдельных участках – до 3...5 % поперечного сечения.

Кроме того, выявлены существенные повреждения конструкций кровли сооружения в виде повсеместных разрушений и вздутия верхних слоев кровельного рулонного покрытия, а также разрушений кровельного покрытия в узлах сопряжения с парапетными участками стен, что приводит к замачиванию конструкций покрытия.

Определение класса бетона в конструкциях башенного копра выполнялось с помощью неразрушающих методов контроля в соответствии с ГОСТ 22690-88 [5] (метод упругопластических деформаций и метод вырыва) с использованием соответственно молотка Кашкарова, а также с применением прибора ГПНС-5.

Обобщенные результаты натурных исследований прочности бетона в конструкциях фундаментов, балок перекрытия на отм. +0,000 м, стенах копра, балках покрытия представлены в табл. 1.

Результаты контроля прочности бетона в железобетонных конструкциях копра клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» неразрушающими методами показали, что в целом класс бетона по прочности превышает проектные значения в среднем на 23,8 %, а значения прочности, полученные методом вырыва, незначительно отличаются от значений результатов, полученных методом пластических деформаций.

ВЫВОДЫ

Существенное влияние на техническое состояние башенного копра оказали дефекты, полученные вследствие нарушения технологии бетонирования монолитных конструкций на отм. +0,000 м и ниже, а также последующего воздействия агрессивной среды эксплуатации.

Таблица 1. Обобщенные результаты определения прочности бетона в конструкциях копра

№ п/п	Наименование конструкции	Проектное значение прочности, МПа (марка)	Фактическое значение прочности, МПа (класс бетона)
1	Фундамент	28.9 (M300)	32.82 (B25)
2	Наружные стены		32.15 (B25)
3	Внутренние стены		33.72 (B25)
4	Перекрытия		37.28 (B30)
5	Опорные балки		39.91 (B30)

Несмотря на наличие повреждений экстремального характера, они в большинстве случаев имеют локальный характер и не влияют существенно на общую несущую способность сооружения на момент обследования.

Техническое состояние конструкций башенного копра клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке на период проведения обследования оценивается как **непригодное (3-я категория)** [6].

Для оценки несущей способности конструкций башенного копра в составе водоотливного комплекса необходимо выполнение расчета сооружения с учетом выявленных характеристик прочности бетона и армирования, а также указаний руководства по расчету башенных копров [2, 6, 7, 8].

Для приведения сооружения в состояние, пригодное для нормальной эксплуатации, необходимо выполнение капитального ремонта основных несущих и ограждающих конструкций по специально разработанному проекту.

Библиографический список

1. Андреев В.Е. Проектирование, строительство и эксплуатация башенных копров [Текст] – М.: Издательство «Недра», 1970.
2. Левин В.М. Башенные сооружения промышленного назначения. Исследования, расчет [Текст] – Макеевка: ДГАСА, 1999. – 230 с.
3. Научные основы обеспечения надежности и экономичности шахтных копров [Текст]: монография / Кущенко В.Н., Левин В.М., Мущанов В.Ф. [и др.]; М-во образования и науки, молодежи и спорта Украины, Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры. – Макеевка: Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры, 2012. – 461 с.
4. Бровман Я.В. Надшахтные копры [Текст]: (Проектирование, расчет и конструкция): [Учеб. пособие для студентов горных вузов и фак.]. – М.: Госгортехиздат, 1961. – 239 с.
5. ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. – М.: ОАО «НИЦ «Строительство», 2015.
6. ДСТУ-Н Б В.1.2-18-2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану». – Київ. – ДП «Укр НДНЦ». – 2017.
7. Расчет башенных сооружений для многоканатных шахтных подъемов [Текст] / А.С. Поверский, И.Я. Нежурко, Л.П. Макаренко и др.; Гос. ком. по делам строительства. Донецкий промстройинипроект. – М.: Стройиздат, 1967. – 239 с.
8. Руководство по расчету башенных копров угольных и рудных шахт [Текст] / Донецкий ПромстройНИИпроект. – М.: Стройиздат, 1975.

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАШЕННОГО КОПРА В СОСТАВЕ ВОДООТЛИВНОГО КОМПЛЕКСА

В.М. Левин^а, доктор техн. наук, проф.; В.Н. Гулейчук^б, канд. техн. наук;
Е.А. Дмитренко^а, канд. техн. наук, доц.; А.С. Волков^а, канд. техн. наук, доц.;

А.В. Недорезов^а,

магистр;

С.Н. Машталер^а,
магистр;

С.В. Шабельник^а,
магистр

^а ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

^б ГУ «Донгипрошахт»



Левин
Виктор Матвеевич



Гулейчук Виктор
Николаевич



Дмитренко
Евгений Анатольевич



Волков
Андрей Сергеевич



Недорезов Андрей
Владимирович



Машталер Сергей
Николаевич



Шабельник Сергей
Вячеславович

ВВЕДЕНИЕ

Башенные копры – наиболее ответственные сооружения в составе комплекса зданий и сооружений шахтной поверхности; они имеют высокую стоимость, трудоемкость возведения и определяют архитектурный облик шахты и прилегающего района. Они отличаются интересным конструктивным решением и требуют нестандартного подхода к проектированию, обследованию и реконструкции. С точки зрения компоновки – это многоэтажные башенные сооружения, на междуэтажных перекры-

тиях которых размещаются оборудование и служебные помещения.

Значительная часть шахт Донбасса в процессе реструктуризации выводится из эксплуатации. При этом возникает проблема организации водоотлива. Одно из рациональных решений этой проблемы предусматривает установку оборудования водоотливного комплекса в башенном копре. Функционирование копра в составе водоотливного комплекса связано с существенным изменением величин и схем приложения нагрузок, в связи с чем точная и надежная оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности конструктивных элементов этого сооружения представляет для нашего региона актуальную и важную задачу [1, 2, 10].

Для подавляющего большинства подобных сооружений характерен длительный срок эксплуатации, приближающийся или превышающий нормативный срок проведения капитального ремонта. За время эксплуатации строительные конструкции копров, как правило, получают повреждения, которые могут оказывать влияние на их несущую способность.

Первым объектом, выбранным для данного исследования, был башенный копер клетевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь». Для расчетов несущей способности и эксплуатационной пригодности его конструкций предварительно, в процессе обследования, было выявлено их действительное техническое состояние и определены фактические характеристики материалов.

Эти работы выполнены при тесном сотрудничестве специалистов Специального научно-производственного центра «Специальные, инженерные и высотные сооружения» ДонНАСА и специалистов Государственного учреждения «Донгипрошахт».

Конструктивная схема копра – бескаркасная, с несущими стенами. Особенностью компоновки башни является наличие машинного зала (ниже – машзала), занимающего верхний этаж, в котором располагаются подъемное оборудование и мостовой кран для его монтажа и ремонта. Ниже машзала размещены отклоняющие шкивы, приемные площадки, вентиляторы, электроподстанции и другое оборудование для угольного и породного подъемов, а также емкости для приема породы.

Сооружение представляет собой призматическую складчатую систему с поперечными диафрагмами по высоте (перекрытиями) и размерами в плане в крайних осях 18×18 м. Наружные и внутренние стены выполнены из обычного тяжелого бетона. Наружные стены имеют слой утеплителя из пенобетонных блоков, закладываемых в процессе бетонирования в скользящую опалубку, поэтому в зоне утепления толщина железобетона составляет 200 мм,

а в неутепленной зоне – 300 мм. В местах пересечения стен устроены вуты.

Наружные стены опираются на ленточный фундамент, а внутренние стены опираются на так называемые «нулевые балки», опирающиеся на подземную часть наружных стен (размеры балок: ширина 1000 мм, высота от 3200 до 4100 мм). Перекрытия монолитные железобетонные по железобетонным (преимущественно) или стальным балкам.

Одним из наиболее важных элементов оценки несущей способности строительных конструкций сооружения является точный учет действующих нагрузок, что включает в себя не только точное определение их величины и места приложения, но и детальное ознакомление с режимом действия нагрузок [1, 8, 9].

Нагрузки, действующие на конструкции:

- постоянные – собственный вес несущих и ограждающих конструкций, давление грунтов;
- временные нормативные на перекрытия;
- ветровые и снеговые;
- статические и динамические от технологического оборудования;
- от мостовых кранов и однорельсовых механизмов;
- от депрессии (компрессии);
- от воздействия осадок оснований.

Особенностью функционирования башенного копра шахты им. В.И. Ленина в составе водоотливного комплекса является полный демонтаж подъемного шахтного оборудования и размещение погружных насосов в клетевом стволе. Что полностью меняет схему приложения нагрузок от технологического оборудования как в плане, так и по высоте сооружения. В расчетах рассматривались 2 варианта нагрузок от водоотливного комплекса:

- вариант № 1 – нормальная работа четырех ставов труб с насосами – от четырех элеваторов на отм. +0.970 м (всего 672 т);
- вариант № 2 – нормальная работа трех ставов труб с насосами. Один став с насосом в ремонте – от трех элеваторов на отм. +0.970 м (всего 504 т), а также от одного отклоняющего шкива и одного соответствующего этому шкиву кронблока. В расчетах рассматривался поочередный ремонт каждого из элеваторов.

Величины и схемы приложения нагрузок, подготовленные специалистами ГУ «Донгипрошахт», представлены на рис. 3.

Расчет основных несущих конструкций пространственной расчетной схемы выполнен методом конечных элементов, реализованном в программном комплексе ПК «Лира-САПР 2015». Расчетной схемой являлась пространственная система,

использующая КЭ в виде стержневых КЭ-10 (стальные и железобетонные балки, колонны); монолитные стены и конструкции перекрытий моделировались

плоскими пластинчатыми универсальными конечными элементами КЭ-44. Триангуляция конечно-элементной модели выполнена с сеткой $0,3 \times 0,3$ м.



а)



б)



в)

Рис. 1. Внешний вид (а), объемная физическая (б) и конечноэлементная расчетная (в) (количество узлов – 129 744, количество элементов – 138 581) модели железобетонного копра клетьевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь»

При выполнении поверочных расчетов учитывалось фактическое техническое состояние строительных конструкций копра. Характеристики бетона принимались по результатам натурных исследований. Внешний вид башенного копра, объемная физическая и конечноэлементная расчетная модели представлены на рис. 1.

Использование современных программных комплексов таких, как «Лира-САПР» и «Сапфир», позволяют создавать модели с высокой степенью детализации для сложных конструктивных участков, например, подземная часть сооружения с опорными «нулевыми балками» (рис. 2).

Особое внимание уделялось местному состоянию конструкций в местах приложения сосредоточенных нагрузок от оборудования водоотлива (отм. +0.000 м и +32.300 м), в зонах ослабления большими проемами, что характерно для нижних этажей конструкций, и зонам опирания на стены балок под отклоняющими шкивами и опорных балок в подземной части копра.

Анализ результатов расчета внутренних и наружных стен свидетельствует, что напряжения в стенах копра значительно меньше расчетных сопротивлений бетона и арматуры. Так, максимальные напряжения в сжатом бетоне для наиболее невыгодного сочетания нагрузок составляют 11.1 МПа, при расчетном сопротивлении 19 МПа, т. е. составляют всего 58 %. Основная вертикальная нагрузка в копрах создается собственным весом (70÷90 %), остальная приходится большей частью на нагрузки от оборудования, кроме того, внутренние усилия в несущих стенах от технологических нагрузок при удалении от места их передачи быстро уменьшаются. В целом результаты расчета по 1-й и 2-й группам п.с., а также сопоставление с действительным армированием сечений стен свидетельствуют, что требуемая площадь армирования не превышает проектных значений, т. е. ее несущая способность обеспечена.

Достаточно высокий резерв несущей способности стен во многом объясним, прежде всего, технологией возведения стен копра на момент его

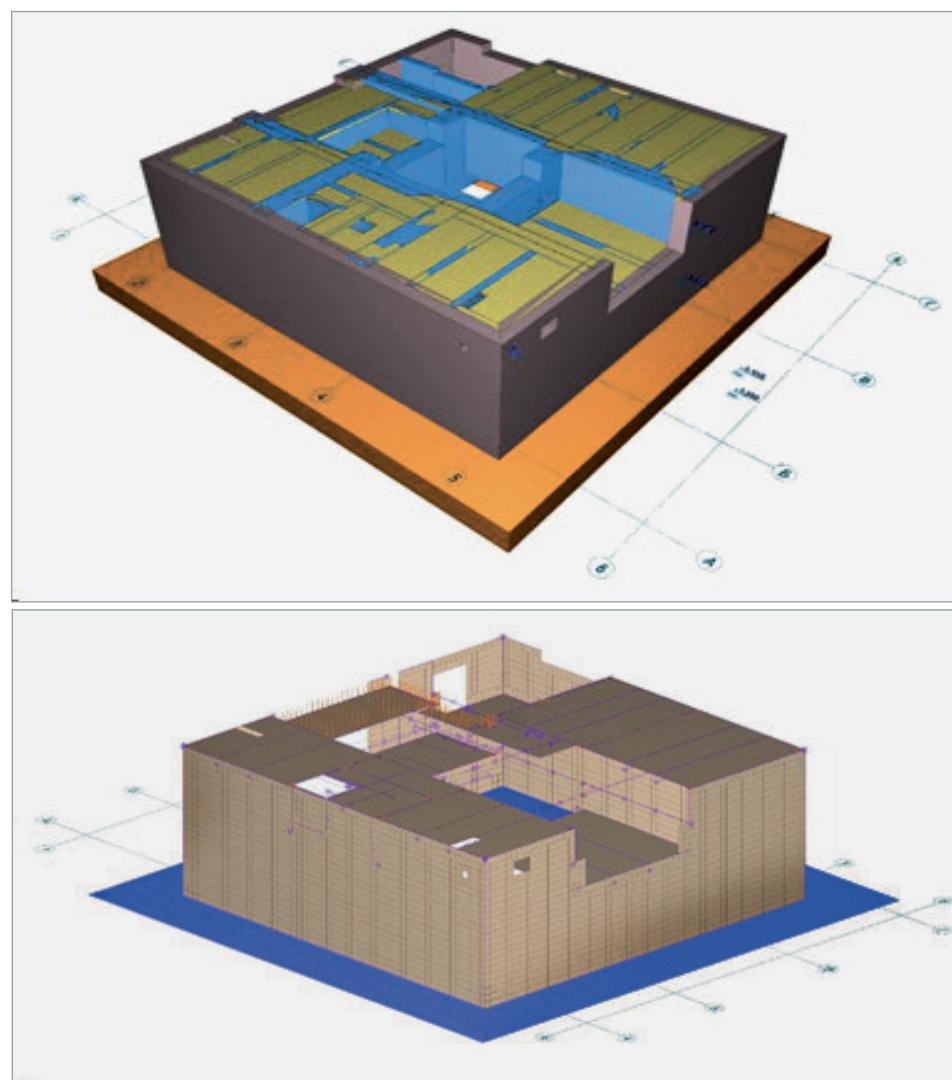


Рис. 2. Объемная физическая (а) и конечноэлементная (б) модели подземного этажа с отм. -7.200 до отм. 0.000 м

строительства (а именно: невозможностью возведения стен в скользящей опалубке толщиной менее определенной величины, определяемой материалом щитов опалубки, параметрами бетонной смеси и некоторыми другими факторами) и несовершенством методик расчета. Полученные данные достаточно хорошо согласуются с результатами других исследований [1, 6, 7].

Результаты расчета усилий в опорных главных и второстепенных «нулевых балках», на которые, кроме прочего, передается нагрузка от нового оборудования водоотлива, представлены на рис. 4. Максимальные изгибающие моменты M_y в сечениях главной балки для большего и меньшего сечений по высоте составили 43 872 и 42 347 кН·м соответственно. Наибольшие величины поперечной силы Q_z для большего и меньшего сечений по высоте составили -8752 и -4403 кН соответственно. Анализ расчетов свидетельствует, что с учетом изменения величин схемы приложения технологических нагрузок максимальный коэффициент использования несущей

способности по 1-й группе п.с. составляет 0.87. По 2-й группе п.с. максимальное использование составило 0.74 для продолжительной ширины раскрытия трещин, а по деформациям максимальное использование составило всего 42 % от предельной величины прогиба.

По результатам расчета с учетом расположения нового технологического оборудования на перекрытии на отм. +32.300 м установлено, что на участках приложения технологических нагрузок несущая способность плиты не обеспечена по прочности на продавливание и местное смятие. Несущая способность стальных балок перекрытия обеспечена с максимальным процентом использования по 1-й группе п.с., составляющим 64,1 %. Для обеспечения несущей способности конструкций перекрытия с учетом технологических нагрузок необходимо устройство распределительной балочной клетки.

Для передачи нагрузки от оборудования кронблоков и отклоняющих шкивов с монолитной железобетонной плиты (на отм. +32.300 м) на стальные

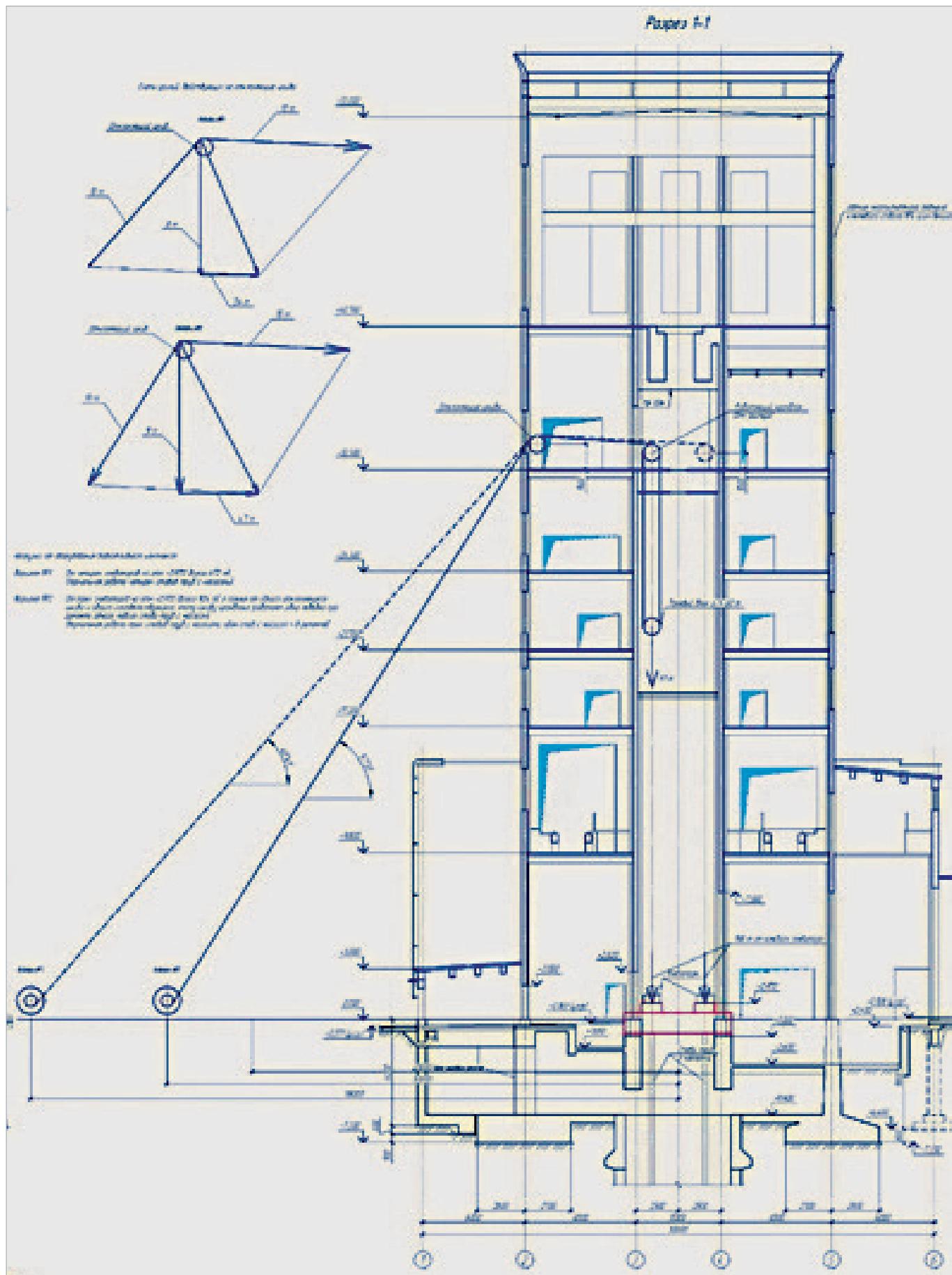


Рис. 3. Схема приложения технологических нагрузок от оборудования водоотлива

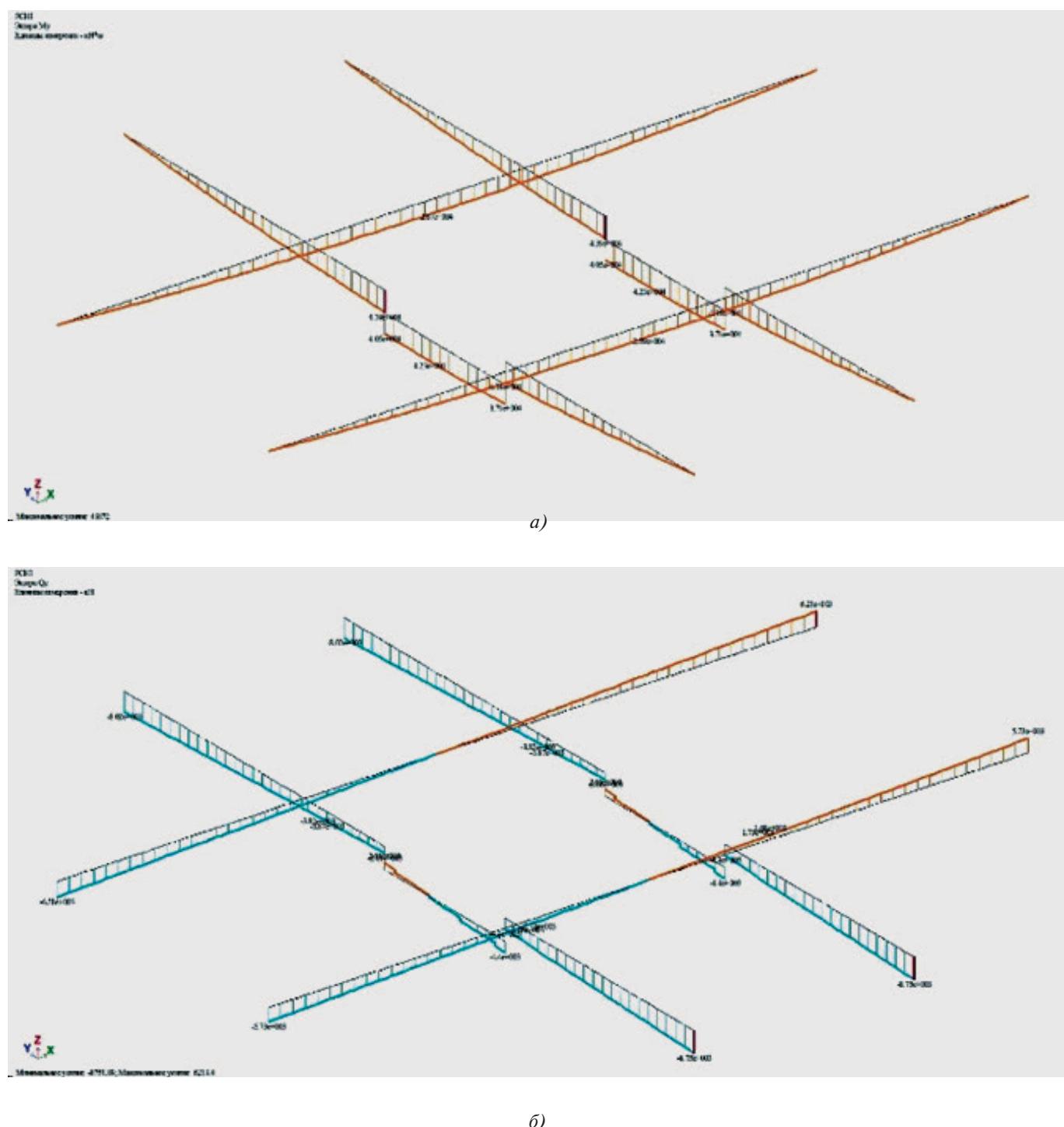


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов M_y (а) и поперечных сил Q_z (б) в главных и второстепенных балках перекрытия на отм. 0.000 от наиболее невыгодного сочетания нагрузок (РЧН 1)

балки перекрытия и несущие внутренние стены выполнено устройство разгружающих рам РМ-1, РМ-2 и РМ-3. Схема передачи нагрузки от технологического оборудования представлена на рис. 5.

Общий вид разгружающих рам для их расчета и проверки несущей способности балок перекрытия на отм. +32.300 м представлены на рис. 6. С учетом устройства разгружающих рам максимальные коэффициенты использования несущей способности для

элементов перекрытия на отм. +32.300 м по 1-й и 2-й группам предельных состояний и местной устойчивости составили 69,5, 12,0 и 50,0 % соответственно.

Несущая способность и эксплуатационная пригодность остальных строительных конструкций по результатам выполненных поверочных расчетов были обеспечены.

Кроме того, при выполнении поверочных расчетов наиболее нагруженных конструкций (опорные

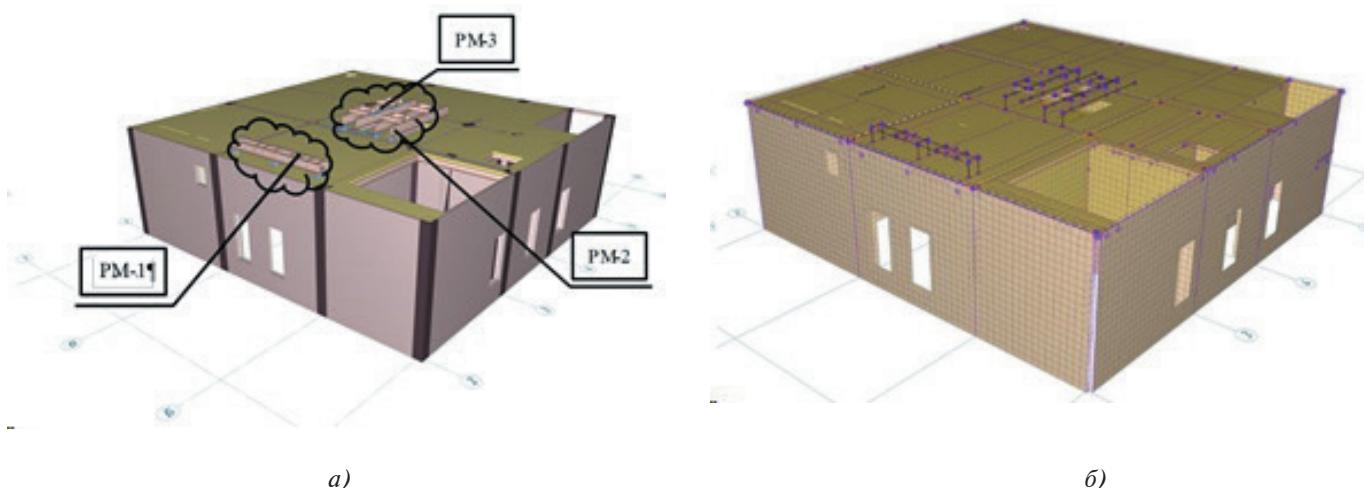


Рис. 5. Физическая объемная модель элементов силовых рам PM-1, PM-2 и PM-3 (а) и конечноэлементная модель (б) для расчета элементов силовых рам и поверочных расчетов балок перекрытия на отм. +32.300 м

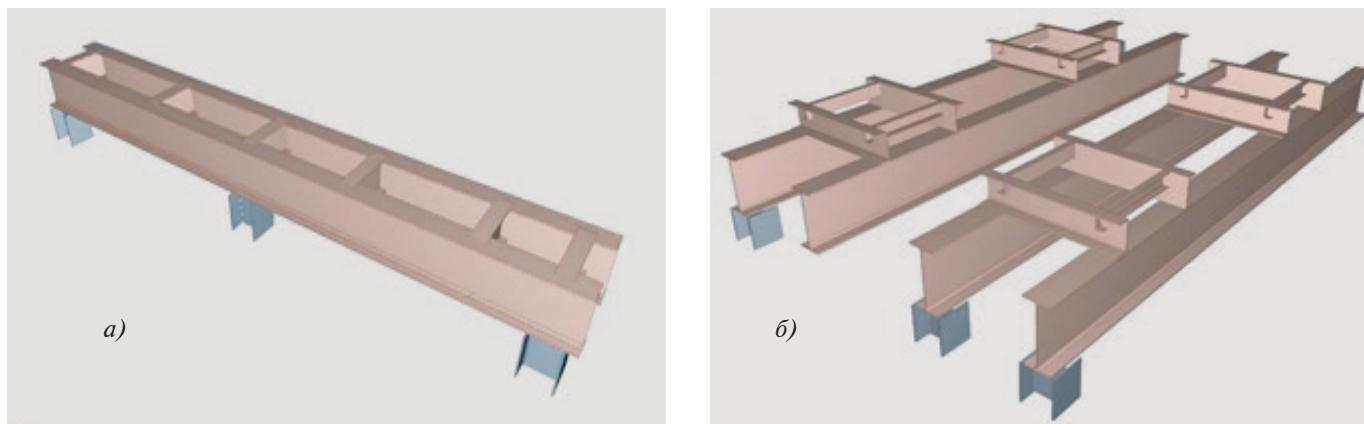


Рис. 6. Физическая объемная модель рам PM-1 (а) и PM-2, PM-3 (б) для опирания оборудования отклоняющих шкивов

балки в подземной части здания и конструкции перекрытия на отм. +32.300 м под технологическим оборудованием), наряду с традиционными инженерными методами расчета, применялась методика расчета с использованием нелинейной деформационной модели, разработанной и совершенствующейся сотрудниками кафедры ЖБК ДонНГАСА [3, 4, 5].

Физические соотношения, связывающие внутренние усилия и деформации конструкции относительно координатных осей, приняты на основе раздельного учета физической нелинейности и длительных процессов в бетоне. Рассматривается объемный элемент конструкции в форме прямоугольного параллелепипеда (рис. 7) с ортогональным армированием и расположением арматурных стержней параллельно координатным осям X, Y и Z.

Неоднородность физико-механических и реологических свойств бетона и арматуры по объему конструкции учитывается путем представления ее в виде системы элементарных объемов бетона, испытывающих в общем случае объемное напряженное состояние (рис. 7). В пределах каждого элементарного

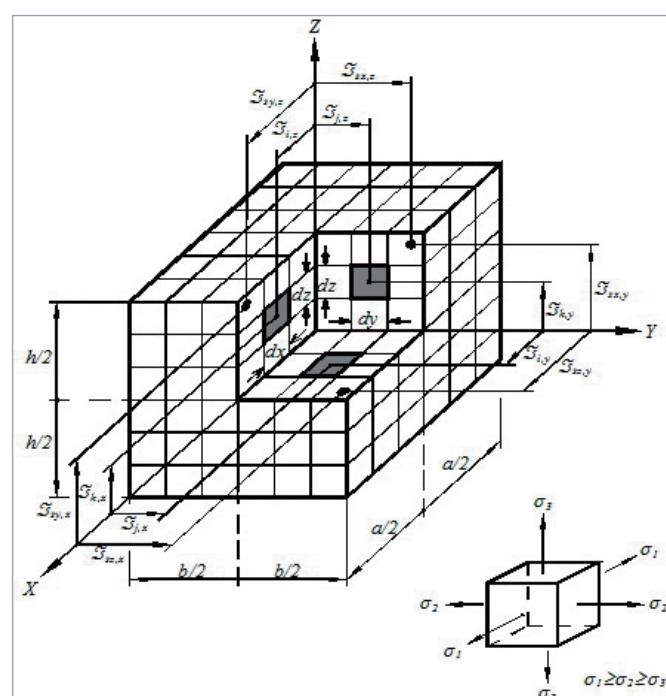


Рис. 7. Расчетная модель неоднородного массивного элемента

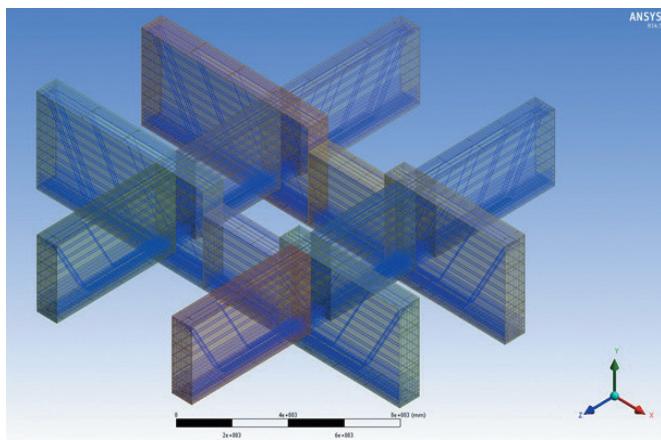


Рис. 8. Объемная армированная физическая модель опорных фундаментных балок копра (фрагмент модели, использованный для нелинейного расчета в ПК ANSYS)

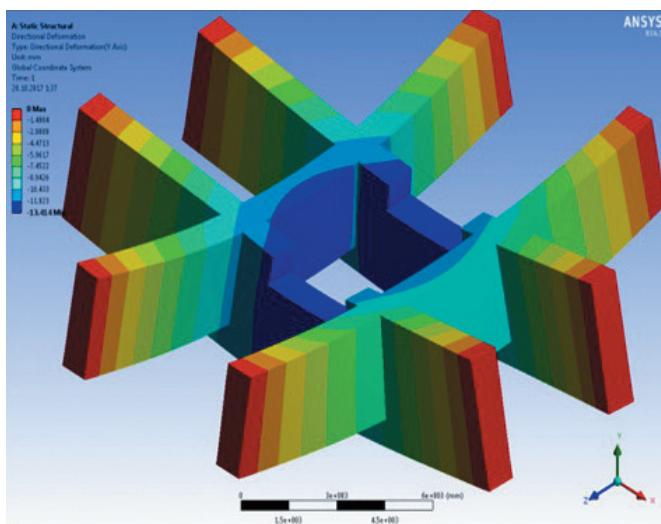


Рис. 9. Распределение вертикальных перемещений по объему главных и второстепенных балок сооружения (нелинейный расчет в ПК ANSYS)

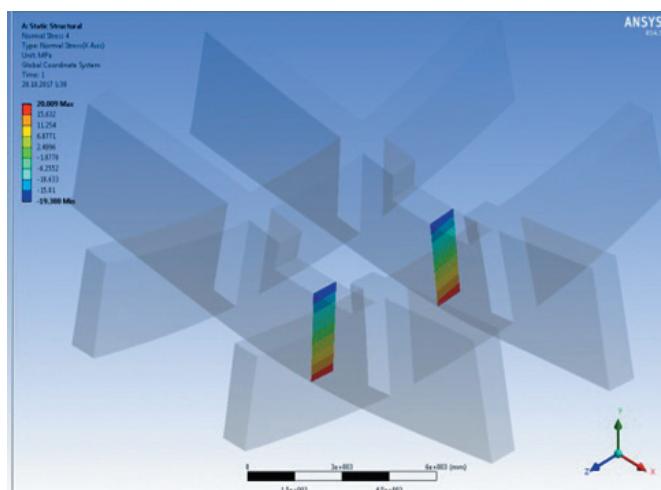


Рис. 10. Распределение нормальных напряжений по сечениям главных и второстепенных балок сооружения (нелинейный расчет в ПК ANSYS)

объема бетона на каждом этапе нагружения напряжения и характеристики физико-механических свойств материала принимаются постоянными и равными их значениям в центре тяжести элементарного параллелепипеда.

Математические выражения физических соотношений представлены в работе [5] и развиваются в работах [3, 4].

Указанная методика позволяет рассчитывать конструкции с учетом сложных режимов нагружения при неодноосных напряженных состояниях, что особенно характерно для массивных конструкций. Поэтому для поверочных расчетов опорных балок была использована модель из объемных конечных элементов с использованием программного комплекса ANSYS (так как это программа с открытым программным кодом, позволяющим вводить в программу новые, не предусмотренные авторами программы законы деформирования, соответствующие разрабатываемой модели). Объемная армированная КЭ-модель, вертикальные деформации элементов и изменение напряжений по высоте поперечного сечения в середине пролета главных балок представлены на рис. 8–10.

Полученные результаты расчета позволили детально проанализировать деформации конструкций и распределение напряжений по объему массивных балок. Согласно уточненным расчетам коэффициент использования несущей способности составил 0.78, т. е. на 9 % ниже в сравнении с результатами традиционного инженерного метода расчета. Это связано с уточненным учетом изменения механических и деформативных характеристик бетона при сложных неодноосных напряженных состояниях [4, 7].

ВЫВОДЫ

1. Рассматриваемое здесь изменение функционального назначения сооружения (его переориентация на водоотлив) и, соответственно, величин и схем приложения технологических нагрузок оказывает существенное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния строительных конструкций железобетонного башенного копра.

2. Несущие внутренние и наружные стены копра имеют значительные резервы прочности, в первую очередь, связанные с технологией их возведения и, как следствие, невозможностью уменьшения их толщины.

3. Выявлены также резервы прочности опорных балок фундамента. Они были обусловлены тем, что в процессе расчета все нагрузки, воспринимаемые внутренними стенами, были переданы на опорные балки, без учета опирания внутренних стен на наружные. Это объяснялось несовершенством

расчетной схемы копра, вытекающей из возможностей выполнения расчета вручную (проектирование копра осуществлялось в конце 60-х годов прошлого века).

4. Использование сдвигово-отрывной модели разрушения структуры бетона [5] в расчете железобетонных массивных элементов (опорные «нулевые балки») с учетом развития нелинейных деформаций позволяет учитывать не только изменение начальных характеристик материалов в зависимости от вида сложного напряженного состояния, но и фактическое состояние конструкций после их длительной эксплуатации.

5. Несущая способность конструкций копра, за исключением конструкций перекрытия на отм. +32.300 м, с учетом их фактического технического состояния и фактических характеристик материалов при новых нагрузках от оборудования водоотлива, будет обеспечена. Для передачи нагрузки от оборудования кронблоков и отклоняющих шкивов с монолитной железобетонной плиты (на отм. +32.300 м) на стальные балки перекрытия и несущие внутренние стены необходимо выполнить устройство разгружающих рам.

Библиографический список

1. Андреев В.Е. Проектирование, строительство и эксплуатация башенных копров [Текст] – М.: Издательство «Недра», 1970.
2. Бровман Я.В. Надшахтные копры [Текст]: (Проектирование, расчет и конструкция): [Учеб. пособие для студентов горных вузов и фак.]. – М.: Госгортехиздат, 1961. – 239 с.
3. Корсун В.И., Недорезов А.В. Вариант описания законо-мерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния [Текст] / Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка: ДонНАБА, 2014. – Т. 10, № 2. – С. 147–168.
4. Корсун В.И., Калмыков Ю.Ю., Недорезов А.В. Законо-мерности ортотропного деформирования бетона при неодноосном сжатии [Текст] / Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов: сб. науч. ст. по матер. 7-й междунар. науч. конф. в 2 т. – / РААСН, Воронежский ГАСУ. – Воронеж, 2013. – Т. 1.
5. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. – Макеевка: ДонГАСА, 2003. – 153 с.
6. Левин В.М. Башенные сооружения промышленного назначения. Исследования, расчет [Текст]. – Макеевка: ДГАСА, 1999. – 230 с.
7. Научные основы обеспечения надежности и экономичности шахтных копров [Текст]: монография / Кущенко В.Н., Левин В.М., Мущанов В.Ф. [и др.]; М-во образования и науки, молодежи и спорта Украины, Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры. – Макеевка: Донбасская нац. акад. стр-ва и архитектуры, 2012. – 461 с.
8. Расчет башенных сооружений для многоканатных шахтных подъемов [Текст] / А.С. Поверский, И.Я. Нежурко, Л.П. Макаренко и др.; Гос. ком. по делам строительства. Донецкий ПромстройНИИпроект. – М.: Стройиздат, 1967. – 239 с.
9. Руководство по расчету башенных копров угольных и рудных шахт [Текст] / Донецкий ПромстройНИИпроект. – М.: Стройиздат, 1975.
10. Справочник инженера-шахтостроителя [Текст] / Ред. коллегия: Б.Я. Седов (гл. ред.) [и др.] / Т. 2 / [Авт. В. Б. Алексеев, Ф.И. Андронников, канд. техн. наук С.А. Архангельский и др.]. – 1972. – 703 с.

КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ – к 70-летнему юбилею начала подготовки инженеров-строителей в Донбассе

**Е.В. Горохов, доктор техн. наук, профессор; В.М. Левин, доктор техн. наук, профессор,
В.Н. Левченко, кандидат техн. наук, профессор; И.В. Роменский, кандидат техн. наук,
доцент**

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка



*Горохов
Евгений Васильевич*



*Левин
Виктор Матвеевич*



*Левченко
Виктор Николаевич*



*Роменский
Игорь Викторович*

ИСТОРИЯ СОЗДАНИЯ

Подготовка инженеров-строителей зарождалась в 1947 г. в рамках Донецкого индустриального института (ныне Донецкий национальный технический университет) на горном факультете, когда была набрана одна группа студентов на специальность «Промышленное и гражданское строительство». Строительная специальность начиналась с одной строительной кафедры на горном факультете. В 1950 г. был организован строительный факультет. «Металлические конструкции» в это время читал доцент, канд. техн. наук Рекшинский В.С. При выделении строительной специальности в отдельный факультет к ней добавили кафедру «Сопротивление материалов» и кафедру «Графика». В дальнейшем из строительной кафедры образовали три кафедры: «Технология строительного производства», «Строительные материалы, конструкции, основания и фундаменты» и «Архитектура».

В 1954 г. для чтения лекций по металлическим конструкциям был приглашён опытный производственник, проработавший более 12 лет на заводах металлических конструкций, начиная с должности старшего инженера-конструктора до главного инженера на Новосибирском, Орском и Донецком ЗМК, канд. техн. наук Лихтарникова Я.М. (ученик член-кор. АН СССР Стрелецкого Н.С.).

В 1957 году кафедра «Строительные материалы, конструкции, основания и фундаменты» по инициативе Лихтарникова Я.М разделилась на две кафедры: «Строительные конструкции» и «Строительные материалы, основания и фундаменты».

Организатором и первым заведующим кафедрой «Строительные конструкции» стал Яков Моисеевич Лихтарников. Работники кафедры вели четыре дисциплины: «Металлические конструкции»; «Железобетонные и каменные конструкции»; «Деревянные конструкции» и «Испытание строительных конструкций». Занятия по дисциплине «Металлические конструкции» и «Конструкции из дерева и пластмасс» вели доц., канд. техн. наук Лихтарников Я.М.

и недавние аспиранты – Носов Г.М. (ученик профессора Жудина Н.Д.) и Клыков В.М. (ученик профессора Кикина А.И.), инженер-конструктор Карпенко Н.Т. Лихтарников Я.М. руководил первыми аспирантами (Зайцев Е.И., Колесниченко В.Г., Горохов Е.В.).

Материальная база кафедры начиналась с нуля. Кафедре были выделены три комнаты в пятом учебном корпусе ДПИ: одна комната для кафедры, вторая – для учебной лаборатории, третья – для мастерской и учебной и исследовательской лаборатории. В дальнейшем силами работников кафедры, аспирантов и студентов научно-исследовательская база интенсивно расширилась – в подвальном помещении была оборудована испытательная лаборатория со стотонной разрывной машиной и десятитонным пульсатором; была приобретена установка для испытания стальных образцов на выносливость. Во дворе института было построено здание для испытания железобетонных крупноразмерных панелей и установлен стенд для испытания фрагментов металлических конструкций.

Научный потенциал кафедры постепенно возрастал. В этот период защитили кандидатские диссертации Червонообаба В.А. (1958 г.), Клыков В.М. (1960 г.), Горохов Е.В. и Колесниченко В.Г. (1967 г.). Заведующий кафедрой Лихтарников Я.М. усиленно работал над докторской диссертацией и в 1969 г. успешно защитил её, став первым доктором технических наук на строительном факультете.

В 1969 г. закончился первый период развития кафедры «Строительные конструкции» на базе ДПИ в г. Донецке. В это время на кафедре работали преподаватели: Лихтарников Я.М., Червонообаба В.А., Шабля В.И., Клыков В.М., Карпенко Н.Т.,

Горохов Е.В., Колесниченко В.Г., Зайцев Е.И., Кусакин А.П., Ладыженский Д.В., Виноградова Т.Н., Шурина Н.Б., Левченко В.Н.; совместители: Дащевский В.М., Шапошников Л.С., Беккер А.Г., Жиленков О.В. и Рыженков А.А.

В 1969–70 гг. кафедра перебазировалась вместе с другими кафедрами строительного факультета в Макеевку в филиал Донецкого политехнического института, располагавшегося на базе Макеевского металлургического завода. Одновременно началось строительство зданий на новой базе.

Кадровый состав кафедры постепенно расширялся. Защищили кандидатские диссертации аспиранты Я.М. Лихтарникова: Ладыженский Д.В. (1972 г.), Левченко В.Н. (1973 г.); из других вузов и научно-исследовательских институтов и кафедр пришли Кричевский А.П., Багрий Э.Я., Михайлов А.В.

С 1970 г. на кафедре «Строительные конструкции» по инициативе профессора, докт. техн. наук Лихтарникова Я.М. была начата подготовка инженеров-строителей со специализацией «Металлические конструкции», первый выпуск которых состоялся в 1972 г.

В 1971 г. кафедра начала перебазироваться с временной базы в Кировском районе г. Макеевки на новую площадку в п. Дзержинского Червоногвардейского района, где к этому времени был построен один учебный корпус. И в третий раз кафедре пришлось практически заново создавать лабораторную базу для проведения учебных лабораторных работ и научных исследований. Было начато строительство лабораторного корпуса для кафедры «Строительные конструкции». В 1972 г. строительный факультет выделился в самостоятельное высшее учебное



На фото: преподаватели кафедры строительных конструкций на ступеньках пятого учебного корпуса ДПИ (ДонНТУ), 1965 г.



На фото: Лихтарников Яков Моисеевич, заведующий кафедрой строительных конструкций, металлических конструкций (1957–1981 гг.), д.т.н., профессор

заведение – Макеевский инженерно-строительный институт.

В 1972 г. при кафедре «Строительные конструкции» была организована научно-производственная лаборатория «Эксплуатация и надёжность строительных конструкций» (НПЛ ЭНСК). Научным руководителем стал проректор по научной работе, доцент, канд. техн. наук Горохов Е.В., ставший основателем общепризнанной научной школы, связанной с повышением надёжности и долговечности строительных конструкций и сооружений.

Дальнейшее увеличение контингента студентов, потребности развития науки и подготовки кадров высшей квалификации привели к тому, что кафедра строительных конструкций в 1973 г. была разделена на две кафедры: «Металлические конструкции» и «Железобетонные конструкции».

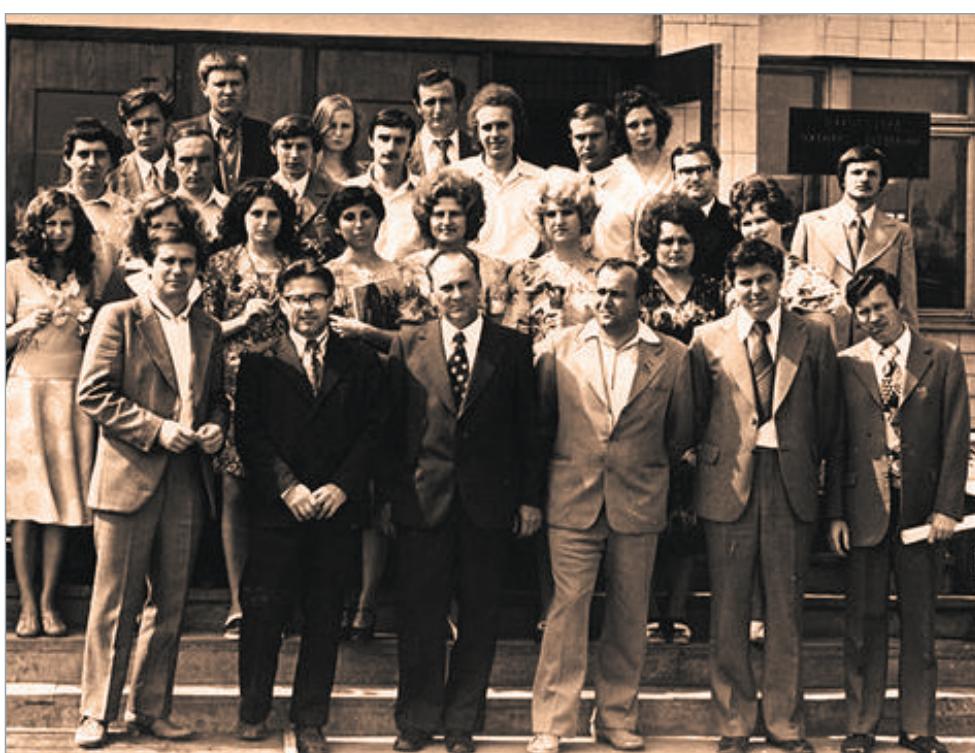
Заведующим кафедрой «Металлические конструкции» оставался докт. техн. наук, профессор Лихтарников Я.М. Под его руководством успешно работали аспиранты, и уже к 60-летию, которое отмечалось в 1977 году, защитили кандидатские диссертации 12 аспирантов и соискателей.

КАФЕДРА «МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ И СООРУЖЕНИЯ»

Первым заведующим кафедрой «Металлические конструкции» после реорганизации кафедры строительных конструкций в 1973 г. стал Лихтарников Я.М., выдающийся учёный в области экономики металлических конструкций, доктор технических наук, профессор. Лихтарников Я.М. руководил кафедрой вплоть до своей смерти в 1981 году.

В последующие годы (1981–1986) кафедрой заведовали доценты, кандидаты технических наук Клыков В.М. и Королев В.П. С 1986 г. и по настоящее время кафедрой «Металлические конструкции и сооружения» руководит Горохов Е.В., доктор технических наук, профессор, академик.

Кафедра металлических конструкций и сооружений – выпускающая по направлениям подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» (бакалавриат); 08.04.01 «Строительство», программы «Теория и проектирование зданий и сооружений», «Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений» (магистратура); 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (специалитет). Кроме того,



На фото: преподаватели кафедры «Строительные конструкции» с выпускниками на ступеньках второго учебного корпуса МИСИ, 1973 г.

преподаются дисциплины для студентов практических всех направлений подготовки, осуществляется в ГОУ ВПО «ДонНАСА».

Кафедра имеет славную традицию подготовки научных кадров высшей квалификации и хорошо известна далеко за пределами Республики. На кафедре подготовлено более 60 кандидатских и 11 докторских диссертаций. Причём научным консультантом при подготовке восьми докторских диссертаций был Горохов Е.В. Под его руководством подготовлено также 27 кандидатских диссертаций.

КАДРОВЫЙ СОСТАВ

Учебный процесс осуществляется профессорско-преподавательский состав в количестве 15 штатных сотрудников, в том числе: двух докторов технических наук, профессоров; семи кандидатов технических наук, доцентов; старшего преподавателя; пяти ассистентов, закончивших или обучающихся в аспирантуре. В разное время на кафедре работали д.т.н., профессора, внесшие значительный вклад в развитие научных направлений и подготовку научных кадров кафедры: Югов А.М., Мушанов В.Ф., Кущенко В.Н., Шевченко Е.В.

Большое значение для подготовки инженеров-строителей имеет работа приглашенных для руководства государственной итоговой аттестацией крупных известных в нашем регионе специалистов – председателя правления ОАО «Донецкжилстрой» Якубовского В.И., генерального директора ОАО

«Донецкий завод высоковольтных опор» Семенова В.В., президента концерна «Группа компаний «Капитель» Деркача М.В., генерального директора «Альткоминвестстрой» Ткаченко В.И., ректора ГОУ ВПО «Донбасская аграрная академия» профессора Веретенникова В.И.

МАТЕРИАЛЬНАЯ БАЗА

Кафедра имеет достаточную материальную базу, что обеспечивает высокий уровень подготовки бакалавров, специалистов-инженеров, магистров, кандидатов и докторов наук. В распоряжении кафедры находятся необходимые учебные аудитории и лабораторные помещения общей площадью 1870 кв. м, в том числе 1230 кв. м учебно-лабораторных помещений.

Для обеспечения учебного процесса на кафедре оборудованы две специализированные лекционные аудитории и семь учебных лабораторий: метрологии и контроля качества в строительстве; термического анализа; микроанализа; испытания конструкций; сварки и газовой резки; механических испытаний металлов; конструкций из дерева и пластмасс.

Учебные кафедральные лаборатории обеспечены необходимыми материалами, деталями и конструкциями; оснащены необходимыми приборами и оборудованием для испытания и исследования работы строительных конструкций и материалов для них.

Для проведения научно-исследовательских работ аспирантов и докторов, а также научно-



На фото: преподаватели и сотрудники кафедры металлических конструкций и сооружений

исследовательских работ студентов, занимающихся изучением специальных вопросов, на кафедре имеются специализированные лаборатории и испытательные залы:

– испытательный зал (459 кв. м), оборудованный силовым полом и оснасткой для испытания натурных конструкций, их моделей и узлов (фермы, подкрановые балки, колонны, панели и т.п.) с размерами в длину до 24 метров. Испытательное оборудование укомплектовано двумя тензометрическими системами «СИИТ-2» с объёмом 1000 каналов каждая. Управление испытаниями и обработка результатов экспериментов производится с использованием компьютеров;

– прессовый зал с машинами разной мощности, включая пресс с усилием 1000 тонн;

– уникальный испытательный Полигон электросетевых и башенных конструкций, оборудованный тензометрическими, нагружочными и вычислительными системами. Он позволяет испытывать опоры высотой до 70 м во всех режимах, включая аварийные;

– климатическая камера, позволяющая проводить испытания окон, дверей, ограждающих конструкций размером до 2,2 м. Температура холодильной камеры -300 °С, количество термодатчиков – 220;

– акустическая камера, оснащённая уникальным измерительным оборудованием немецкого и собственного производства. Позволяет исследовать окна, двери, ограждающие конструкции размером до 2,2 м;

– аэродинамическая труба (МАТ-1) с рабочим сечением 1,0×0,7 м. Максимальная скорость ветра – 20 м/с. Возможно исследование моделей зданий и сооружений.

При кафедре функционирует аттестованная научно-исследовательская лаборатория испытания строительных конструкций в составе Испытательного центра строительных изделий и конструкций ГОУ ВПО «ДонНАСА».

Лицензированный учебный центр при кафедре осуществляет подготовку студентов по рабочей специальности «Сварщик ручной и газовой сварки».

Кафедра имеет методический кабинет, где собраны методические материалы, типовые проекты, информационно-справочная литература, которой пользуются студенты при выполнении курсовых и дипломных проектов.

УЧЕБНАЯ РАБОТА

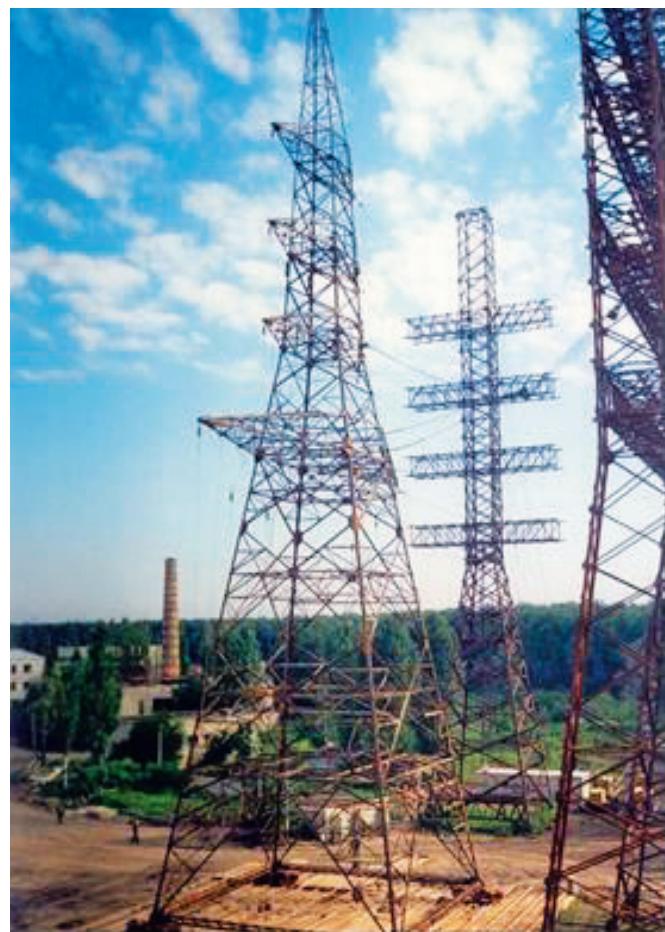
На кафедре преподаётся весь комплекс дисциплин, связанных с изучением металлических конструкций и сооружений, конструкций из дерева

и пластмасс. Для различных специальностей и направлений подготовки бакалавров читаются 12 дисциплин, магистров – 14.

При разработке образовательных программ и учебно-методического обеспечения дисциплин кафедра координирует работу с родственными кафедрами ведущих вузов России: Национального исследовательского университета «Московский



На фото: внешний вид рабочей части аэродинамической трубы с поворотным кругом



На фото: испытательный Полигон электросетевых и башенных конструкций

государственный строительный университет», ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого», ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет» г. Ростов-на-Дону).

В январе 1995 г. Британским правительством был подарен курс по металлическим конструкциям (ESDEP), включающий 201 лекцию в 32 томах по 22 темам, 22 видеофильма, более 1000 слайдов. Этот курс используется для обучения студентов почти в 50 странах мира. Координацию проекта осуществляет Британский институт по стальным конструкциям (SCI), а также ассоциация ESDEP, которая занимается разработкой современных учебных программ и компьютерных технологий по вопросам обучения проектированию стальных конструкций. С 1999 г. Академия является академическим членом этой ассоциации и принимает активное участие в дальнейшем совершенствовании курса ESDEP. Материалы данного курса используются в учебном процессе при подготовке бакалавров и магистров.

В программу обучения внедрены современные программные расчётные комплексы – «ЛИРА», «SCAD-Office». Студенты всех специальностей с третьего года обучения при выполнении курсовых и дипломных проектов используют эти комплексы. Осуществляется постоянный мониторинг современных программных продуктов для их возможного использования в учебном процессе. В программу обучения внедрены современные графические пакеты «AutoCAD» и «КОМПАС-График».

Учебный процесс на кафедре неразрывно связан с направлениями научных исследований. Студенты активно участвуют в научных разработках кафедры и Академии, работают в научно-производственных центрах. Ежегодно проводятся студенческие научно-практические конференции, на которых докладывается до 30 докладов с участием более 50 студентов кафедры. Большое распространение получают межкафедральные научные разработки.

Соответственно учебному плану проводятся производственные практики, во время которых студенты имеют возможность проявить свои знания и умения, приобрести практические навыки работы на производстве и получить рабочую специальность.

Для всех читаемых на кафедре курсов подготовлены учебно-методические комплексы дисциплин, включающие рабочие программы дисциплин, конспекты лекций, презентации, методические указания для самостоятельной работы студентов, экзаменационные билеты и другую предусмотренную стандартом документацию. Подготовлены также дистанционные курсы.

НАУЧНАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ

На кафедре сформировалась общепризнанная научная школа под руководством академика Е.В. Горюхова: «Повышение надёжности и долговечности строительных конструкций и сооружений». Ряд новых научных направлений реализуются под руководством работающих на кафедре докторов наук, профессоров и их учеников.

Сочетание научного потенциала специалистов кафедры с производственными возможностями Донецкого завода высоковольтных опор позволили в 1997 г. создать уникальный испытательный Полигон электросетевых и башенных конструкций, что дало возможность выйти на международные рынки Сирии, Египта, Индии, Ирана, Турции, Исландии, Китая, Казахстана и других стран. Так, испытания 10 типов опор по заказу Египта и Исландии позволили получить экономический эффект около 4 млн руб. Важным событием стало испытание 8 уникальных конструкций опор из оцинкованной стали (6 для Ирана и 2 для Сирии), заказанных фирмой SA-RA Energy Construction Trade and Industry Co. (Анкара, Турция) при участии компании Parsons Brinckerhoff Ltd. (Великобритания).



На фото: испытание на Полигоне уникальной опоры ЛЭП для Египта высотой 64 м



На фото: испытания V-образной опоры на оттяжках для Исландии

На Полигоне выполнены значительные экспериментальные исследования новых, эксплуатационно-надежных эффективных типов опор. За эту плодотворную деятельность в 2002 году профессора Е.В. Горохов, Е.В. Шевченко, а также доценты В.Н. Васылев и В.В. Семенов за работу «Разработка научных основ и принципов строительства эксплуатационно-надёжных конструкций магистральных электросетей, освоение их производства и внедрения» удостоены высокого звания – «Лауреат Государственной премии в области науки и техники».

Подготовка научных кадров на кафедре осуществляется через аспирантуру и докторантуру по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Руководство подготовкой научно-педагогических кадров на кафедре осуществляют д.т.н., профессор, заведующий кафедрой металлических конструкций Горохов Е.В., профессора: Васылев В.Н., Губанов В.В., к.т.н., доценты: Назим Я.В., Миронов А.Н.

Основу для совершенствования и разработки перспективной научно-исследовательской тематики кафедры составляют подразделения кафедры, созданные под общим научным руководством академика, профессора, доктора технических наук Горохова Е.В.

Научно-исследовательские работы выполнялись на кафедре в следующих научно-производственных подразделениях, созданных в различное время:



На фото: вручение Государственной премии Украины в области науки и техники в 2002 г. (5-й справа Горохов Е.В., 3-й справа Шевченко Е.В., крайний справа Васылев В.Н.)

- Центр испытаний конструкций и сооружений;
- Научно-производственная лаборатория «Антикор-Дон»;
- Инженерно-производственный центр «Диагностика и реконструкция»;
- Специализированный научно-производственный центр конструкций электросетевого строительства;
- Донбасский диагностический центр;
- Специализированный научно-исследовательский центр технической диагностики и реконструкции надшахтных сооружений;
- Специализированный научно-производственный центр «Академпромжилреконструкция»;
- Научно-технический центр «Донбас СЕПРОбуд»;
- Специализированный научно-исследовательский и проектный центр «Пространственные конструкции».

Все центры имели государственную лицензию на проведение работ. Объем НИР ежегодно составлял более 3 млн рублей.

Научные исследования кафедры проводятся по многим направлениям:

- «Выявление резервов несущей способности на основе системного подхода и экспериментально-аналитической оценки действительной работы и показателей долговечности строительных металлоконструкций»;
- «Исследование специальных сооружений с целью разработки методов расчёта, прогнозирования срока службы, повышения надёжности и обеспечения эксплуатационной пригодности, а также разработка методов планирования и оптимизации мероприятий по обслуживанию зданий и сооружений»;
- «Экспериментальные и натурные исследования, аналитические методы расчёта, новое проектирование пространственных покрытий в форме большепролетных оболочек; исследование и проектирование тонколистовых металлоконструкций с гарантированным уровнем надёжности»;
- «Повышение надёжности и долговечности металлических конструкций электросетевого строительства за счёт использования методов оптимального проектирования с учётом совместной работы проводов, опор и фундаментов, уточнения гололёдно-ветровых нагрузок»;
- «Исследование действительной работы, повышение надёжности и долговечности высотных сооружений»;
- «Исследование узлов решётчатых стальных конструкций с использованием трубчатых и двутавровых профилей при их расчётах на прочность и выносливость»;

– «Разработка нормативной базы в сфере строительного проектирования нового поколения, гармонизированной с требованиями Еврокодов»;

- «Аэродинамические исследования влияния ветра на конструкции зданий и сооружений»;
- «Разработка концепции восстановления объектов инфраструктуры, пострадавших от военных действий».

Кафедра предоставляет следующие виды научно-технических и консультационных услуг:

- обследование, техническая диагностика, оценка технического состояния, паспортизация, проектирование зданий и сооружений, в том числе строительных конструкций воздушных линий электропередачи, мачтовых и башенных сооружений, металлических конструкций надшахтных сооружений, металлических конструкций мостовых, башенных, козловых порталных, автомобильных и других видов кранов, листовых конструкций, мостов;
- сертификационные испытания строительных материалов и конструкций;
- полный цикл работ при реконструкции электрических сетей, включая оценку технического состояния, проведение проектно-изыскательских работ, снабжение материалами и конструкциями, выполнение строительно-монтажных работ (замена опор воздушных линий, проводов, тросов, изоляторов, усиление металлических и железобетонных конструкций, восстановление антикоррозионного покрытия);
- разработка и планирование эффективных методов эксплуатации и обслуживания промышленных сооружений с разработкой соответствующей документации;
- экспертиза проектов, технических заключений о возможности дальнейшей эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений;
- повышение квалификации работников промышленных предприятий и организаций по вопросам технической эксплуатации зданий и сооружений;
- проведение курсов подготовки рабочих специалистов по электросварке.

По результатам научных работ опубликовано около 2000 научных статей, 30 монографий, 20 учебных пособий, получены охранные документы на более чем 40 изобретений. Научные работы имеют как теоретико-экспериментальный, так и инженерно-прикладной характер. Специалисты кафедры принимают участие в разработке строительных норм и технических условий для строительных металлических конструкций. Опубликовано более 40 строительных норм.

МЕЖДУНАРОДНАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ

Научно-педагогическая школа, созданная на кафедре «Металлические конструкции и сооружения», известна не только в странах СНГ, но и во всем мире. Кафедра является членом ассоциации кафедр металлических конструкций СНГ, сотрудничает со многими ведущими научными, проектными, производственными международными организациями:

- Международный институт инженеров строителей ICE (Великобритания), индивидуальное членство: профессор Горохова Е.В. – действительный член Fice CEny; профессор Губанов В.В. – ответственный член Mice CEny;
- Британский институт по стальным конструкциям (SCI), ассоциация ESDEP;
- Российская академия архитектуры и строительства. Индивидуальное членство: профессор Горохов Е.В. – действительный член Академии;
- Национальный исследовательский университет «Московский государственный строительный университет»;
- ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет» (г. Ростов-на-Дону);
- ФГАОУ ВО «Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого»;
- Волгоградский государственный технический университет (ВГТУ);
- Международная база данных ICONDA, Германия;
- Технический университет им. Гедиминаса, Литва, Вильнюс;
- Технический университет Alicante, Испания;
- Издательство Lambert, Германия;
- Издательство Ассоциации строительных вузов (ACB).

В рамках программ академической мобильности студенты и преподаватели кафедры проходили обучение и стажировку в ведущих научных организациях Европы. Аспирант 3-го года обучения Межинская И.В. в августе-декабре 2011 г. прошла научную стажировку в Институте стальных конструкций технического университета, г. Брауншвайг (Германия). Студенты Труш А.А., Брянский А.П., Хохольков Д.В. в этом же году прошли стажировку в Чешском техническом университете, г. Прага. В 2012 г. аспиранты прошли научную стажировку: Мельник Ю.М. – в Датском техническом университете, г. Лунгвю; Кульчицкий А.Н., Нечитайло А.Е. – в техническом университете, г. Ваймар (Германия).

Доцент Гаранжа И.М. в период сентябрь-март 2013–2014 гг. занимался научной работой в техническом университете г. Аликанте (Испания). Магистрант Пилипчик Л.П. обучалась в Техническом

университете, г. Рим (Италия), в период сентябрь-июнь 2013–2014 гг.

Доцент Войтова Ж.Н. в 2014 г. преподавала в университете г. Лиссабона (Португалия), а профессор Губанов В.В. читал лекции в Санкт-Петербургском политехническом университете им. Петра Великого (Российская Федерация).

Учёные кафедры принимают участие в самых престижных международных конференциях, конгрессах, симпозиумах, проводимых в США, Англии, Чехии, Польше, Китае, Испании, Литве, Болгарии, России и многих других странах. В последние годы, с развитием информационных технологий, принимается активное участие в интернет-конференциях, вебинарах.

Благодаря договорам с Национальным исследовательским университетом «Московский государственный строительный университет» молодые преподаватели кафедры получили прекрасную возможность проходить обучение по дополнительным профессиональным программам в рамках системы дистанционного образования. Так, в 2015 г. доцент Танасогло А.В. и ассистент Анищенков В.М. прошли обучение по комплексу дополнительных профессиональных программ: «Проектирование. Строительство».

Аспирант Безушко А.В. прошла профессиональную переподготовку в Санкт-Петербургском политехническом университете Петра Великого по программе «Промышленное и гражданское строительство». Аспирант Мущанов А.В. прошёл курс обучения «Применение программных комплексов семейства ЛИРА САПР для расчёта монолитных железобетонных и стальных конструкций (ООО «Лира сервис», г. Москва).

ЛУЧШИЕ ВЫПУСКНИКИ КАФЕДРЫ

Ежегодно кафедрой выпускаются более 50 специалистов образовательно-квалификационного уровня «Бакалавр» и более 25 – «Магистр». Среди выпускников кафедры – девять докторов наук, десятки кандидатов наук, руководители и ведущие специалисты научных, проектных и строительных организаций ДНР, ближнего и дальнего зарубежья, государственные деятели.

КАФЕДРА «ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Вначале, сразу после открытия специальности «Промышленное и гражданское строительство», чтение специальных, в том числе конструкторских, дисциплин студентам осуществлялось как преподавателями, имевшими в то время в ДИИ кафедр других факультетов и специальностей, так и пригла-

шёнными специалистами производственных и проектных организаций г. Донецка. В это время дисциплину «Железобетонные конструкции» вели доцент Я.И. Багрий, а также главный инженер института «Облпроект» Н.П. Шульгин, главный специалист института «Донгипрошахт» В.И. Шабля.

Первым заведующим кафедрой железобетонных конструкций стал доцент, кандидат технических наук, ректор Макеевского инженерно-строительного института В.А. Червонобаба, выпускник ДИИ и аспирантуры авторитетнейшего столичного НИИ в области бетона и железобетона – НИИЖБ. В состав кафедры вошли преподаватели кафедры строительных конструкций доценты, кандидаты технических наук: Э.Я. Багрий, Э.П. Брыжатый, А.П. Кричевский, В.Н. Левченко и два ассистента – Т.Н. Виноградова, Г.А. Шипунов.

В дальнейшем кафедру возглавляли: доцент, затем профессор Кричевский А.П. (1975–1995); профессор Левченко В.Н. (1995–2003), профессор Корсун В.И. (2003–2016); профессор Левин В.М. (с 2016 г. и по настоящее время).

Профессор А.П. Кричевский создал на кафедре научную школу железобетона, специализирующуюся в вопросах исследования инженерных сооружений башенного типа и разработки методов их расчёта. В процессе становления этой школы он сам стал

одним из ведущих учёных в области железобетона и был научным руководителем нового поколения исследователей вуза, которые затем стали ведущими преподавателями Академии и авторитетными исследователями в области железобетона.

Исследования указанного направления развивал на новой научной основе его ученик, доцент, впоследствии профессор В.И. Корсун, также известный как в ближнем, так и в дальнем зарубежье учёный, ныне приглашённый работать в Санкт-Петербургский технический университет Петра Великого.

В настоящее время кафедрой руководит профессор В.М. Левин, авторитетный учёный в области механики деформируемого твёрдого тела и, в частности, железобетона, специалист по башенным сооружениям промышленного назначения.

Кафедра железобетонных конструкций – выпускающая по направлениям подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» (бакалавриат) и 08.04.01 «Строительство», программа «Теория и проектирование зданий и сооружений» (магистратура). Кроме того, она осуществляет чтение своих курсов для студентов, получающих образование по другим профилям направления 08.03.01 «Строительство» и другим магистерским программам, а также по направлению 07.03.01 «Архитектура».



На фото: преподаватели и сотрудники кафедры железобетонных конструкций



На фото: доцент В.Н. Завялов читает лекцию в лекционной аудитории кафедры



На фото: ассистент С.Н. Машталер рассказывает студентам о методике испытания бетона на одновременное силовое и тепловое нагружение



На фото: оборудование для экспериментальных исследований

Важной составляющей научной и учебной работы кафедры является подготовка кадров высшей квалификации. На кафедре защищены три докторские и 19 кандидатских диссертаций. Профессор В.М. Левин читает аспирантам спецкурсы различного направления.

КАДРОВЫЙ СОСТАВ

В составе кафедры 12 преподавателей, в том числе: доктор технических наук, восемь кандидатов технических наук, два профессора, семь доцентов. Три ассистента завершают работу над кандидатскими диссертациями. Большое значение для подготовки инженеров-строителей имеет работа приглашенных для руководства государственной итоговой аттестацией крупных известных в нашем регионе специалистов – директоров Донецкого ПромстройНИИпроекта В.Е. Куне, А.П. Сердюка, С.В. Маликова, Генерального директора группы компаний «ГЕРЦ-Инко» А.С. Ротова, ректора Донбасской аграрной академии кандидата технических наук, профессора В.И. Веретенникова.

МАТЕРИАЛЬНАЯ БАЗА

Кафедра располагает развитой материальной базой, обеспечивающей потребности учебной работы и научных исследований учёных кафедры и студентов. Она имеет учебные и лабораторные помещения общей площадью более 1500 м², в том числе одна аудитория – мультимедийная.

В процессе выполнения учебных лабораторных и научно-исследовательских работ кафедра использует большое количество высокоточного измерительного оборудования, а также ряд испытательных стендов для создания кратковременного и длительного силового и теплового нагружения опытных образцов, большая часть из которых относится к числу уникальных. Широко используется прессовое оборудование Академии, в том числе пресс усилием 1000 тонн.

Преподаватели кафедры, аспиранты и студенты-исследователи в повседневной работе используют персональные компьютеры с достаточным количеством программного обеспечения общего и специального назначения. На кафедре имеется большой архив технической документации по железобетонным конструкциям различного назначения.

Помещения кафедры и учебные аудитории оформлены стендами с иллюстрированным содержанием разделов общих и специальных учебных курсов, с примерами курсовых и дипломных проектов. Представлены примеры сложных и уникальных зданий и сооружений из железобетона в гражданском,

промышленном и транспортном строительстве, в атомной и тепловой энергетике, привлечённые из отечественного и мирового опыта.

Особо следует отметить экспозицию, посвящённую самым высоким сооружениям мира. Широко представлены результаты НИР кафедры и их внедрение.

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ РАБОТА

Для всех читаемых на кафедре курсов подготовлены учебно-методические комплексы дисциплин, включающие рабочие программы дисциплин, конспекты лекций, презентации, методические указания для самостоятельной работы студентов, экзаменационные билеты и другая предусмотренная стандартом документация. Подготовлены также курсы для дистанционного обучения.

В соответствии с рабочими программами дисциплин преподаватели проводят лекционные и практические занятия, лабораторные работы, руководят курсовым и дипломным проектированием и преддипломной практикой студентов.

Наши образовательные программы гармонизированы с программами ведущих строительных вузов Российской Федерации.

НАУЧНАЯ РАБОТА НА КАФЕДРЕ

Профессор А.П. Кричевский создал на кафедре научную школу и в её рамках развил два крупных научных направления:

- исследование напряжённо-деформированного состояния и разработка методов расчёта железобетонных конструкций и сооружений, эксплуатирующихся в условиях воздействия повышенных технологических и отрицательных климатических температур;
- разработка технологии возведения и методов расчёта конструкций с использованием торкретсталифибробетона, в том числе для ремонта и усиления конструкций.

Профессор В.И. Корсун продолжил развитие указанных направлений на кафедре, расширив их количество до четырёх:

- исследование физико-механических и реологических свойств обычных тяжёлых и высококачественных бетонов нового поколения, в том числе стальфибробетона в условиях воздействия повышенных до +200 °C температур;

- исследование процессов деформирования и разрушения бетона в условиях одно-, двух- и трёхосных напряжённых состояний в диапазоне температур от -50 до +200 °C;

- разработка модели деформирования бетона и физических соотношений для железобетона для общего случая объёмного напряжённого состояния;



На фото: оборудование для экспериментальных исследований

– экспериментальные и теоретические исследования напряжённо-деформированного состояния (НДС) железобетонных конструкций при совместных силовых и температурных воздействиях, развитие методов их расчёта.

По научным направлениям, которые возглавлялись д.т.н., профессорами А.П. Кричевским и В.И. Корсуном, сотрудниками кафедры были защищены две докторские и 19 кандидатских диссертаций: доцентами О.Э. Брыжатым, В.И. Веретенниковым, Т.Н. Виноградовой, В.Н. Завяловым, В.В. Кардаковым, С.Е. Кобзенко, В.А. Косторниченко, А.Л. Кукуш, Н.А. Невгением, В.Д. Передереем, А.Н. Машенко, Ю.Ю. Калмыковым, А.В. Корсуном, Е.А. Дмитренко, А.С. Волковым, а также аспирантами



На фото: доцент А. С. Волков рассказывает студентам о современных многоэтажных зданиях

тами Ю.А. Цыбульник, в том числе иностранными гражданами – Мессауди Али (Алжир), Секутеняна Майкл (Замбия). Завершают диссертационные работы ассистенты А.В. Недорезов, С.Н. Машталер и С.Ю. Макаренко.

Профессором В.Н. Левченко разрабатывается научное направление: «Проектирование экономичных строительных конструкций и разработка оптимальных конструктивных объёмно-планировочных решений промышленных зданий и сооружений».

Профессором В.М. Левиным разрабатывается два научных направления:

– исследование закономерностей деформирования и разрушения бетона и железобетона при сложных режимах нагружения в областях локализации возмущения напряжённо-деформированного состояния (проёмы, дефекты, повреждения, местные нагрузки и т. п.) на основе моделей и методов механики деформируемого твёрдого тела;

– исследование напряжённо-деформированного состояния железобетонных пространственных систем (в том числе железобетонных башенных сооружений промышленного назначения – башенных копров угольных и рудных шахт, угольных башен коксохим заводов, грануляционных башен предприятий по производству минеральных удобрений и т. п.).

По этим направлениям защищены докторская (проф. В.М. Левин) и кандидатская (доцент Л.В. Стеблянко) диссертации. Работают над кандидатскими диссертациями ассистенты С.В. Шабельник, Н.Ю. Рогожин.

На протяжении всей истории кафедры преподаватели и сотрудники НИС работали над наиболее актуальными народнохозяйственными проблемами – развитием методов расчёта железобетонных конструкций, работающих при совместных силовых и температурно-влажностных воздействиях, оценкой технического состояния и разработкой технической документации на ремонт, восстановление и усиление строительных конструкций зданий и сооружений. Показателем актуальности и высокого уровня выполняемых на кафедре работ является большой объем тематики, выполняемой за счёт госбюджета и хозяйственных договоров со строительными, проектными и производственными организациями, предприятиями энергетики. Среди них: ВНИПИ «Теплопроект» (г. Москва), Донецкий ПромстройНИИпроект, Донгипрошахт (г. Донецк), Зуевская и Куреховская ГРЭС, проектное бюро HCE Design Group (г. Гамбург, Германия) и многие другие. Внедрение результатов НИОКР приносит значительный экономический эффект.

Многие результаты исследований кафедры использованы в ряде нормативных документов, непосредственными участниками составления которых были преподаватели и аспиранты кафедры. Это два выпуска СНиП «Сооружения промышленных предприятий», СП 27.13330-2011 «Бетонные и железобетонные конструкции», предназначенные для работы в условиях повышенных и высоких температур (актуализированный вариант СНиП 2.03.04-84), руководящий документ «Руководство по эксплуатации промышленных дымовых и вентиляционных труб» (М.: Комитет Российской Федерации по metallurgии, 1993.), ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения проектирования», ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкции зданий и сооружений. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Государственные строительные нормы Украины. – К.: Минрегионстрой Украины, 2011. – 71 с; Национальное приложение к ДСТУ-Н Б ЕН 1991-1-5:2012 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Тепловые воздействия (ЕН 1991-1-5:2003, IDT). Госстандарт Украины. – К.: Минрегионстрой Украины, 2012; ДСТУ-І Б В.2.6:2010 «Конструкции зданий и сооружений. Проектирование железобетонных конструкций. Основные положения. Огнестойкость (ЕН 1992-1-2:2004, MOD). Госстандарт Украины. – К.: Минрегионстрой Украины.

При кафедре в 1992 г. создан и функционирует Специализированный научно-производственный центр «Специальные и высотные инженерные сооружения», в рамках которого выполняются все хоздоговорные работы. Наиболее значимыми за последние годы были работы по разработке рабочих чертежей на возведение более 140 свайных фундаментов под ветроэнергоустановки (ВЭУ) типа «Фурляндер» мощностью 2,5 МВт для Новоазовской ВЭС в Донецкой области, а также ВЭУ типа «Вестас» мощностью 3,0 МВт для Ботиевской ВЭС в Запорожской области.

По материалам исследований сотрудниками кафедры опубликовано шесть монографий, более 1000 статей, получено пять авторских свидетельств и патент на изобретение.

Кафедра принимала активное участие в работе Всесоюзного координационного совета по бетону и железобетону. Профессор В.М. Левин был заместителем председателя, а профессор А.П. Кричевский – членом Комиссии по монолитным железобетонным сооружениям башенного типа этого совета.

Руководители научных направлений выступали на Всесоюзных конференциях по бетону и железобетону, по теории оболочек и пластинок, на Всесоюзных совещаниях по высоким дымовым трубам и на других авторитетных форумах.

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКАЯ РАБОТА СТУДЕНТОВ И МОЛОДЫХ УЧЁНЫХ

Кафедра систематически работает со способными студентами в кружках и в индивидуальном порядке. Изучаются деформативные и прочностные свойства различных бетонов, поведение железобетонных конструкций в условиях силовых и температурных воздействий, вопросы эксплуатации современных программных комплексов. Студенты выступают с докладами на студенческих научно-технических конференциях. Молодые учёные, как правило, работают над диссертациями или, завершив их, продолжают исследования.

МЕЖДУНАРОДНАЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТЬ

Кафедра активно сотрудничала с такими авторитетными международными организациями, как CICIND (Международный комитет по промышленным дымовым трубам), IASS (Международная ассоциация по пространственным конструкциям) и её коллективным членом – МОО ПК (Межрегиональная общественная организация «Содействие развитию и применению пространственных конструкций в строительстве», РФ), МАГАТЭ (Международное агентство по атомной энергии), с Отделением строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН).

Исследователи кафедры активно выступают на самых авторитетных конгрессах, конференциях, совещаниях отечественного и международного уровня – на Всесоюзных и международных конференциях по бетону и железобетону, Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластинок, конференции BEM-FEM (границных и конечных элементов), Международном конгрессе IASS, на мероприятиях МАГАТЭ.

Кафедра ЖБК являлась организатором проведения на базе ДонНАСА девяти международных научно-практических конференций «Башенные сооружения: материалы, конструкции, технологии».

Профессор В.М. Левин – индивидуальный член Межрегиональной общественной организации «Содействие развитию и применению пространственных конструкций в строительстве». Он регулярно выступает с докладами на её научных сессиях.

Профессор В.И. Корсун – член Научного совета «Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» Отделения строительных наук РААСН, Советник РААСН.

Во многом благодаря тесным международным связям кафедры её студенты, аспиранты и молодые преподаватели проходят стажировку за рубежом. Так, студентка Ламбина О.В. в рамках ERASMUS MUNDUS по программе SUSCOS обучалась в Чешском техническом университете (г. Прага). По программе Вышеградского фонда три аспиранта кафедры – Р.Ю. Канищев, А.В. Недорезов, С.Н. Маштальер – проходили стажировку в Техническом университете г. Кошице, Словакия. Аспиранты В.С. Хапченкова и Н.Ю. Рогожин – в рамках фонда ERASMUS MUNDUS по программе INFINITI в университете г. Лиссабона и в Политехническом институте Лейрии соответственно (Португалия).

Проходили стажировку за рубежом и два преподавателя кафедры. Так, доцент Ю.Ю. Калмыков стажировался в Иллинойском университете (г. Чикаго, США), в Чешском техническом университете (г. Прага, Чехия) и в Университете г. Льежа (Бельгия), а в рамках ERASMUS MUNDUS по программе SUSCOS – в Павийском университете (г. Павия, Италия); доцент А.В. Корсун – в рамках фонда ERASMUS MUNDUS по программе TEMPO – в Колумбийском университете (г. Нью-Йорк, США) и в Миланском политехническом университете (г. Милан, Италия).

Профессор В.И. Корсун участвовал в выставке в Колумбийском университете (г. Нью-Йорк, США, 2012 г.), в работе Международной конференции по строительным материалам (Веймар, Германия, 2016 г.), читал лекционные курсы в Санкт-Петербургском политехническом университете Петра Великого (г. Санкт-Петербург, РФ, 2015–2016 гг.), в Белорусском национальном техническом университете (г. Минск, Белоруссия, 2016 г.).

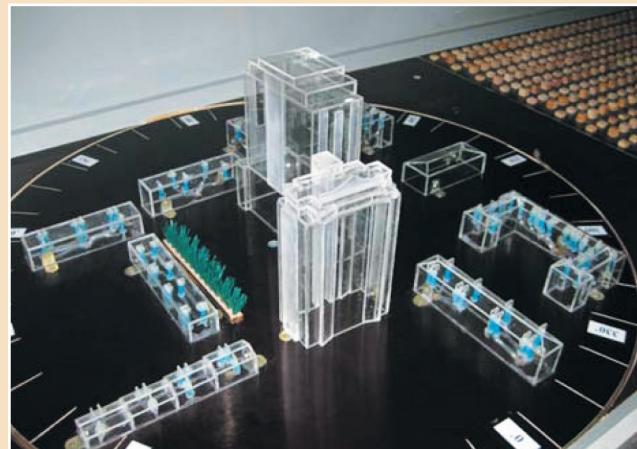
ЛАБОРАТОРИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ АЭРОДИНАМИКИ

В Донбасской национальной академии строительства и архитектуры разработана и аттестована метеорологическая аэродинамическая труба дозвуковых скоростей МАТ-1, не имеющая аналогов в Украине и СНГ. Предназначена для проведения экспериментальных исследований масштабных моделей зданий, сооружений и их комплексов с моделированием пограничного слоя атмосферы, а также для проведения широкого спектра аэродинамических исследований различных строительных объектов при решении специализированных задач в разработке полномасштабных (натурных) исследований. Перечень возможных задач исследований в аэродинамической трубе:

1. Изучение обтекания различных тел ламинарным потоком.
2. Обтекание тел потоком с пограничным слоем нейтральной атмосферы:
 - ✓ определение спектров скоростей движения воздуха и ветровых нагрузок;
 - ✓ моделирование аэродинамических эффектов для определения динамических воздействий;
 - ✓ исследование теплопотерь и воздухообмена помещений зданий под действием ветра;
 - ✓ изучение ветрового режима жилой застройки с целью выявления аэрации и создания комфортных условий пребывания людей на ее территории;
 - ✓ изучение обтекания элементов рельефа земной поверхности.
3. Изучение территорий для обоснования размещения ветрогенерирующих установок и ветроэлектростанций.

За время эксплуатации МАТ-1 проведены экспериментальные исследования методом физического моделирования для следующих строительных объектов:

- 1 – Аэродинамические исследования влияния ветра на конструкции стадиона в г. Львове «Львов-Арена»;
- 2 – Исследование влияния ветрового подпора от высотного здания административного и торгово-развлекательного комплекса по улице Артема (перекресток с проспектом Ватутина), от 16-ти этажного жилого здания, расположенного по бульвару Школьному и проспекту Мира, высотного здания с жилыми апартаментами, расположенного по улице Университетской № 48 в Ворошиловском районе г. Донецка.



Внешний вид метеорологической аэродинамической трубы (МАТ-1) и испытуемая модель городской застройки

Характеристики МАТ-1: рабочая часть закрытого типа – длина 4,8 м; ширина 1,0 м; высота 0,7 м; диаметр поворотного круга 0,9 м; максимальная скорость потока 20 м/с; 1 вентилятор мощностью 8 кВт, 220 В.

Объектами исследования выступают: здания и сооружения различной геометрии и назначения, группы застроек, опоры линий электропередач, ветроэнергетические установки, строительные элементы, рельеф. Масштаб моделей 1:1 – 1:10000.

Уважаемые авторы!

Планируемый к изданию 4-й номер научно-практического журнала «Строитель Донбасса» будет посвящен новациям и практическому опыту в вопросах технологии, организации и управления в строительстве, исследования и разработки новых методов и способов возведения зданий, сооружений и инженерных сетей; новым направлениям реконструкции, усиления и восстановления строительных объектов.

В связи с этим к рассмотрению принимаются статьи и сообщения, в которых излагаются результаты исследований и разработок по направлениям:

- ❖ теория формирования и совершенствования строительных технологий;
- ❖ анализ технологических процессов при возведении, реконструкции, усилении, восстановлении строительных объектов;
- ❖ системы комплексных строительных технологий при возведении зданий, сооружений и инженерных сетей;
- ❖ организация и управление строительным производством при возведении, реконструкции, усилении, восстановлении строительных объектов;
- ❖ технология и организация эксплуатации зданий и сооружений промышленных предприятий и инженерных сетей;
- ❖ технология и организация ведения работ при демонтаже (разборке) зданий и сооружений;
- ❖ анализ эффективности применения основных строительных машин и механизмов при осуществлении строительно-монтажных, реконструктивных и демонтажных работ;
- ❖ разработка и оценка такелажных и монтажных приспособлений, средств подмащивания для обеспечения эффективного и безопасного ведения строительно-монтажных работ;
- ❖ теория и практика расчетной оценки параметров напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, оснований и фундаментов с учетом нагрузок и воздействий при возведении, реконструкции и демонтаже;
- ❖ регулирование напряженно-деформированного состояния строительных конструкций, оснований и фундаментов в процессе их реконструкции, при расширении и техническом перевооружении;
- ❖ вопросы исторического развития технологии и организации строительства зданий, сооружений и инженерных сетей;
- ❖ разработка и реализация систем управления качеством и бережливого производства при проектировании и производстве строительно-монтажных работ.

Материалы просим направлять до 07.09.2018 г. по адресу:

286123, Донецкая Народная Республика, г. Макеевка, ул. Державина, 2, ДонНАСА;

Электронная почта: mailbox@donnasa.ru; journals@donnasa.ru

При подаче материалов придерживайтесь «Требований для авторов» с целью обеспечения наиболее быстрой публикации ваших статей.

С уважением, редакционная коллегия



ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

-  ДНР, г. Макеевка, ул. Державина, 2
-  +38(0623) 22-74-71
-  mailbox@donnasa.org